

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO Olichoco KM. 27+000 ENTRE LOS
ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS- SÁNCHEZ
CARRIÓN – LA LIBERTAD**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS

AUTORES:

BACH. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL

BACH. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

ASESOR:

ING. ALANOCA QUENTA ÁNGEL FREDY

TRUJILLO-PERÚ

2015

Nº REGISTRO _____



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

**TESIS: “DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO Olichoco KM. 27+000
ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS-
SÁNCHEZ CARRIÓN – LA LIBERTAD”**

JURADO:

Ing. WILLIAM CONRAD, GALICIA GUARNIZ
PRESIDENTE

Ing. JORGE LUIS, PAREDES ESTACIO
SECRETARIO

Ing. CESAR LEONIDAS, CANCINO RODAS
VOCAL

ASESOR:

Ing. ALANOCA QUENTA, ANGEL FREDY
ASESOR

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

Dando cumplimiento al reglamento de grados y títulos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada Antenor Orrego, es grato poner a vuestra consideración el presente trabajo de investigación titulada: **“DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS- SÁNCHEZ CARRIÓN – LA LIBERTAD”**, con el propósito de obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

El desarrollo de la presente tesis, surge como solución ante la necesidad de construir un puente entre los anexos de Yanasara – Pallar, ubicados en el Distrito de Curgos, Provincia de Sánchez Carrión, Departamento de la Libertad.

La falta del mencionado puente y sus consecuencias atrajo nuestra atención para desarrollar una alternativa de solución, aplicando los fundamentos de Ingeniería Civil.

Bach. Henry Edinson Sánchez Nureña

Bach. Dhayan Rafael Meza Ocas

DEDICATORIAS

Este logro se lo dedico a **Dios**, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

A mi Madre **Margarita Ocas Torres**, por darme la vida, quererme mucho, creer en mí y porque siempre me apoyaste en todo. En memoria de mi padre **Rafael Meza Huamán**, mis abuelos, gracias por darme una carrera para mi futuro, es la mejor herencia que me pudieran dar, todo esto se los debo a ustedes.

A mis hermanas y amigos. Gracias por su comprensión, su apoyo y consejos en los momentos más críticos de mi vida. Gracias a todos.

DHAYAN RAFAEL MEZA OCAS

Este trabajo se lo dedico en especial a mi abuelita **Catalina Alcira León Lescano (mami Catita)**, quien ya no está conmigo, pero en el Cielo junto con **Dios**, sé que estará contenta porque terminé esta etapa de estudio.

Con mucho agradecimiento y amor dedico este trabajo a mi mamá **Violeta Nureña León**, a mi papá **Javier Sánchez Rabanal**, a mi hermano **Javier Sánchez Nureña**, a mis abuelos, tíos, Primos y amigos. Gracias por su apoyo, consejos, comprensión, amor, ayuda en los momentos difíciles, y por ayudarme con los recursos necesarios para estudiar. Me han dado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi carácter, mi empeño, mi perseverancia, mi coraje para conseguir mis objetivos.

Gracias por estar siempre presentes, acompañándome para poderme realizar.

HENRY EDINSON SÁNCHEZ NUREÑA

AGRADECIMIENTO

Nuestro agradecimiento a las personas que contribuyeron en la realización y culminación del presente trabajo:

- Al **Ing. Ángel Fredy Alanoca Quenta**, por su asesoramiento, apoyo metodológico y profesional para la orientación en el desarrollo de nuestra tesis.
- Al **Ing. Ricardo Narváez Aranda**, por la ayuda brindada en el proceso de elaboración de la tesis.
- Al **Ing. Juan Paul Henriquez Ulloa**, por la oportuna colaboración en la realización de estudios en este trabajo.
- Al **Ing. Cesar Cancino Rodas**, por los conocimientos brindados en los cursos de diseño en acero y puentes, cursos que nos fueron de gran ayuda para el desarrollo de nuestro trabajo.
- A mis docentes de la Escuela profesional de Ingeniería Civil que a lo largo de la formación académica nos inculcaron la dedicación al estudio y la constante superación personal.
- A la Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por el apoyo brindado en la etapa de nuestra titulación.

LOS AUTORES.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo proveer los lineamientos generales del diseño de puentes de acuerdo a la normatividad vigente. Es decir el “Manual de Diseño de Puentes del año 2003” del MTC – DGCF que está basado en “Standard Specifications for Highway Bridges” de AASHTO.

Los elementos que se diseñarán son parte de un puente que se encuentra en el tramo de la carretera Huamachuco – Puente Pallar. Consta de dos estribos a los costados y un pilar al centro del puente, dos apoyos móviles en cada estribo y dos apoyos fijos en el pilar, dos tramos de armadura de acero, losa, veredas, barandas.

El puente de armadura se desarrollara íntegramente en acero A36 de sección W el cual estará separado por juntas al centro y extremos. El diseño se hará con el método LRFD (Factores de Carga y Resistencia de Diseño), ya que para puentes se tiene información suficiente, como para aplicar el Diseño por Resistencia.

Para lograr este propósito, se dividió el trabajo en cinco capítulos. En el primer capítulo se da una introducción al diseño de puentes. El segundo capítulo recopila la información del proyecto. En el tercer capítulo se recogen las principales normas y criterios del diseño de puentes. Luego, el cuarto capítulo se esbozan las nociones preliminares. Finalmente, en el quinto capítulo se presenta el análisis y diseño del puente en mención.

ABSTRACT

This thesis aims to provide general guidelines for the design of bridges according to regulations. I.e the "Bridge Design Manual 2003" MTC - DGCF that is based on "Standard Specifications for Highway Bridges" AASHTO.

The elements to be designed are part of a bridge located on the stretch of road Huamachuco - Bridge Pallar. It consists of two abutments at the sides and a pillar at the center of the bridge, two mobile support in each bracket and two fixed supports on the pillar, two sections of steel reinforcement, slab, sidewalks, railings.

The truss bridge was developed entirely in W A36 steel section which is separated by the center and ends together. The design will be done with the LRFD (Load and Resistance Factor Design) method, because for jumpers have enough information to apply the strength design.

To achieve this purpose, the work was divided into five chapters. The first chapter gives an introduction to the design of bridges. The second chapter collects project information. In the third chapter the main rules and criteria of the design of bridges are collected. Then, the fourth chapter outlines the preliminary notions. Finally, the fifth chapter analyzes and dimensioned bridge design before it is presented.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	Pág.
1.1 PUENTES EN EL PERÚ E HISTORIA DE PUENTES EN EL MUNDO	1
1.2 ANTECEDENTES	11
CAPÍTULO 2: ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO	
2.1 PROBLEMA	13
2.1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	13
2.1.2 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	13
2.1.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	19
2.2 OBJETIVOS	23
2.2.1 OBJETIVO GENERAL	23
2.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
2.3 JUSTIFICACIÓN	24
2.3.1 JUSTIFICACIÓN ACADÉMICA	24
2.3.2 JUSTIFICACIÓN SOCIAL	24
CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO	
3.1 ESQUEMAS TÍPICOS	25
3.2 TIPOLOGÍA DE PUENTES	26
3.2.1 SEGÚN LA NATURALEZA DE LA VÍA SOPORTADA	26
3.2.2 SEGÚN EL MATERIAL	26
3.2.3 SEGÚN EL TABLERO	32
3.2.4 SEGÚN EL TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL	37
3.3 PARTES QUE CONSTITUYEN UN PUENTE	39

3.4	SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA	41
3.5	CARGAS DE SERVICIO	42
3.5.1	CARGA MUERTA	42
3.5.2	CARGA VIVA	43
3.5.2.1.1	CAMIÓN DE DISEÑO	43
3.5.2.1.2	TANDEM DE DISEÑO	44
3.5.2.1.3	SOBRECARGA DISTRIBUIDA	45
3.5.2.1.4	PRESENCIA MULTIPLE POR SOBRECARGA	46
3.5.2.1.5	INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA	46
3.5.2.1.6	FUERZA DE FRENADO Y ACELERACIÓN	47
3.5.2.1.7	FUERZA SÍSMICA	47
3.5.2.1.7.1	COEFICIENTE DE ACELERACIÓN	48
3.5.2.1.7.2	CATEGORIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	49
3.5.2.1.7.3	ZONAS DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO	49
3.5.2.1.7.4	CONDICIONES LOCALES	50
3.5.2.1.7.5	COEFICIENTE DE RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICA	51
3.5.2.1.7.6	FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA	52
3.5.2.2	NUMERO DE VIAS	53
3.6	COMBINACIÓN DE CARGAS	54
3.7	ESTADOS LÍMITES	58
3.7.1	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	59
3.7.2	ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA	59
3.7.3	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA	59

3.7.4	ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO	60
3.7.5	DUCTILIDAD	60
3.7.6	REDUNDANCIA	61
3.8	DISEÑO DEL PUENTE	62
3.8.1	DISEÑO DEL TABLERO	62
3.8.1.1	PERALTE MÍNIMO	62
3.8.1.2	MÉTODO DE FRANJAS EQUIVALENTES PARA EL DISEÑO DE TABLLERO	63
3.8.1.2.1	MÉTODO DE FRANJAS EQUIVALENTES INTERIORES PARA TABLEROS CON ARMADURAPRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO	64
3.8.1.2.2	MÉTODO DE FRANJAS EQUIVALENTES PARA TABLEROS CON ARMADURA PRINCIPAL LONGITUDINAL AL TRÁFICO.	65
3.8.1.3	ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN	68
3.8.1.4	ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA	67
3.8.1.4.1	PARA COMPONENTES DE ESPESOR MENOR QUE 1.20M	67
3.8.1.4.2	PARA COMPONENTES DE ESPESOR MAYOR QUE 1.20M	68
3.8.1.5	LIMITES PARA REFUERZO DE LA ARMADURA	68
3.8.1.5.1	LIMITES PARA REFUERZO MÁXIMO DE LA ARMADURA	68
3.8.1.5.2	LIMITES PARA REFUERZO MÍNIMO DE LA ARMADURA	69
3.8.1.6	SEPARACIÓN DE LAS BARRAS DE ARMADURA	69
3.8.1.6.1	SEPARACIÓN MÍNIMA	69

3.8.1.6.2	SEPARACIÓN MÁXIMA	70
3.8.1.7	CONECTORES DE CORTE	70
3.8.1.7.1	ANCHO EFECTIVO COLABORANTE EN LA CONSTRUCCION COMPUESTA	72
3.8.1.7.2	MOMENTO NOMINAL RESISTENTE DE UNA SECCION COMPUESTA	73
3.8.1.7.3	CONECTORES DE CORTE	70
3.8.1.7	SEPARACIÓN MÁXIMA	70
3.8.1.7	SEPARACIÓN MÁXIMA	70
3.8.2	DISEÑO DE LA ARMADURA	80
3.8.2.1	ANALISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN	80
3.8.2.1.1	TIPOS DE MIEMBROS A TENSIÓN	82
3.8.2.1.1.1	PERFILES SIMPLES Y MIEMBROS COMPUESTOS	82
3.8.2.1.1.2	BARRAS	83
3.8.2.1.1.3	ARMELLAS Y PLACAS CON ARGOLLA	83
3.8.2.1.2	COMPORTAMIENTO DE MIEMBROS EN TENSION	84
3.8.2.1.2.1	DISTRIBUCION DE CARGAS EN CONEXIONES ATORNILLADAS CARGADAS AXIALMENTE	84
3.8.2.1.2.2	TRANSFERENCIA DE CARGA EN LOS EXTREMOS DE CONEXIONES	84
3.8.2.1.2.3	RETRASO DE CORTANTE	85
3.8.2.1.3	COMPORTAMIENTO DE MIEMBROS EN TENSION	86
3.8.2.1.3.1	ESTADO LIMITE 1	86

3.8.2.1.3.2	ESTADO LIMITE 2	86
3.8.2.1.3.3	ESTADO LIMITE 3	87
3.8.2.1.3.4	ESTADO LIMITE 4	87
3.8.2.1.3.5	ESTADO LIMITE 5	87
3.8.2.1.4	AREAS NETAS	88
3.8.2.1.5	AREAS NETAS EFECTIVAS	89
3.8.2.1.5.1	MIEMBROS ATORNILLADOS	89
3.8.2.1.6	ELEMENTOS DE CONEXIÓN PARA MIEMBROS A TENSION	90
3.8.2.1.7	BLOQUE DE CORTANTE	91
3.8.2.1.8	SELECCIÓN DE PERFILES	92
3.8.2.2	DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN	94
3.8.2.2.1	FORMULA DE EULER	96
3.8.2.2.2	RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS Y LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS	97
3.8.2.2.3	FORMULAS PARA COLUMNAS	98
3.8.2.3	CONEXIONES ATORNILLADAS	100
3.8.2.3.1	TIPOS DE TORNILLOS	100
3.8.1.3.1.1	TORNILLOS ORDINARIOS O COMUNES	100
3.8.2.3.1.2	TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA	101
3.8.2.3.2	CONEXIONES TIPO FRICCIÓN Y APLASTAMIENTO	103
3.8.2.3.3	FALLAS EN JUNTAS ATORNILLADAS	103
3.8.2.3.4	SEPARACION Y DISTANCIA A BORDE DE TORNILLOS	104
3.8.2.3.4.1	SEPARACION MÍNIMA	105

3.8.2.3.4.2	DISTANCIAS MÍNIMAS AL BORDE	105
3.8.2.3.4.3	SEPARACION MÁXIMA Y DISTANCIAS AL BORDE	105
3.8.2.3.5	PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO DE TORNILLOS	106
3.8.2.4	ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS	109
3.8.2.4.1	PANDEO PLASTICO (ZONA 1)	109
3.8.2.4.2	PANDEO INELASTICO (ZONA 2)	110
3.8.2.4.2.1	COEFICIENTES DE FLEXION	111
3.8.2.4.2.2	CAPACIDAD POR MOMENTO	112
3.8.2.4.3	PANDEO ELASTICO (ZONA 3)	113
3.8.2.4.4	SECCIONES NO COMPACTAS	114
3.8.3	DISEÑO DE ESTRIBOS	115
3.8.3.1	TIPOS DE ESTRIBOS	115
3.8.3.1.1	ESTRIBO TIPO GRAVEDAD	115
3.8.3.1.2	ESTRIBO TIPO SEMIGRAVEDAD EN VOLADIZO	116
3.8.3.1.3	ESTRIBO CON CONTRAFUERTE	116
3.8.3.1.4	ESTRIBO DE CABALLETES SOBRE PILOTES CON ALEROS CORTOS	117
3.8.3.2	ESTADOS LÍMITES	118
3.8.3.2.1	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS	118
3.8.3.2.2	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO	118
3.8.3.3	PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS	118
3.8.3.3.1	ESTRIBOS DE GRAVEDAD	119
3.8.3.3.2	ESTRIBOS EN VOLADIZO	119

3.8.3.3.3	ESTRIBOS CON PANTALLA Y CONTRAFUERTE	121
3.8.3.4	CARGAS DE DISEÑO	121
3.8.3.4.1	CONSIDERACIONES	121
3.8.3.4.2	CASOS	122
3.8.3.4.3	CARGAS	126
3.8.3.5	PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO DE ESTRIBOS	129
3.8.3.6	CONSIDERACIONES PARA ESTABILIDAD	129
3.8.3.7	CONSIDERACIONES SISMICAS	134
3.8.4	DISEÑO DE PILARES	136
3.8.4.1	REFUERZO MAXIMO Y MINIMO EN MIEMBROS A COMPRESION	137
3.8.4.2	EVALUACION DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ	138
3.8.4.3	FLEXION BIAxIAL	140
3.8.4.3	AMPLIFICACION DE MOMENTOS VIGA-COLUMNA	141
3.8.5	DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS	143
3.8.5.1	DEFINICIÓN	143
3.8.5.2	TIPOS DE DISPOSITIVOS	144
3.8.5.3	CARACTERISTICAS DEL APOYO ELASTOMÉRICO	144
3.8.5.2	ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD	144
3.8.5.2.1	APOYOS DE ELASTOMERO REFORZADOS CON ACERO – METODO B	145
3.8.5.2.2	PROPIEDADES DEL MATERIAL	146
3.8.5.2.3	DEFLEXIONES POR COMPRESION	146

3.8.5.2.4	REQUERIMIENTOS DE DISEÑO	147
3.8.5.2.4.1	ESFUERZO DE COMPRESION	147
3.8.5.2.4.2	DEFORMACION POR CORTANTE	148
3.8.5.2.4.3	COMPRESIÓN Y ROTACIÓN COMBINADOS	148
3.8.5.2.4.4	ESTABILIDAD DEL APOYO DE ELASTÓMERO	149
3.8.5.2.4.4	REFUERZO	150
CAPÍTULO 4: NOCIONES PRELIMINARES		
4.1	ESTUDIOS PREVIOS DEL PROYECTO	152
4.1.1	UBICACIÓN	152
4.1.2	LUZ Y TIPO DE ESTRUCTURA	153
4.2	ESTUDIOS DE CAMPO	154
4.2.1	ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	154
4.2.2	ESTUDIO DE SUELOS	155
4.2.3	ESTUDIO GEOTECNICO	158
4.2.4	ESTUDIO HIDROLÓGICO	175
4.2.5	ESTUDIO DE TRÁFICO	178
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS Y DISEÑO		
5.1	INTRODUCCIÓN	180
5.2	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	180
5.3	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	181
5.3.1	DISEÑO DEL TABLERO	181
5.3.2	DISEÑO CONECTORES DE CORTE (VIGA - LOSA)	219
5.3.3	DISEÑO DE LA ARMADURA	224

5.3.4 DISEÑO CONECTORES DE LA ARMADURA	253
5.3.5 DISEÑO DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE	271
5.3.5.1 DISEÑO DEL ESTRIBO DERECHO	271
5.3.6 DISEÑO DE LAS ALETAS DEL PUENTE	313
5.3.6.1 DISEÑO DE LA ALETA DERECHA	313
5.3.7 DISEÑO DE APOYOS ELASTOMERICOS DEL PUENTE	336
5.3.7.1 DISEÑO DE APOYO ELASTOMERICO PARA ESTRIBOS	336
5.3.7.2 DISEÑO DE APOYO ELASTOMERICO PARA EL PILAR	344
5.3.8 DISEÑO DEL LA SOLDADURA DE CONEXIÓN DEL APOYO	352
5.3.8.1 CONEXIÓN SOLDADA DEL APOYO DEL ESTRIBO CON LA ARMADURA	352
5.3.8.2 CONEXIÓN SOLDADA DEL APOYO DEL PILAR CON LA ARMADURA	353
5.3.9 DISEÑO DEL PILAR CENTRAL DEL PUENTE	354
5.3.9.2 DISEÑO DE LA VIGA	363
5.3.9.3 DISEÑO DEL PILAR	368
5.3.9.4 DISEÑO DE LA ZAPATA	374
5.3.10 CONTRAFLECHA DE LA ARMADURA	382
5.3.10 DISEÑO DE JUNTA DE EXPANSIÓN DEL PUENTE	386
CONCLUSIONES	388
RECOMENDACIONES	390
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	391
ANEXOS	393

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1: Esquema típico de puentes	25
Figura 2: Cargas de camión HL-93	44
Figura 3: Cargas del tándem de diseño	44
Figura 4: Carga de carril	45
Figura 5: Mapa de distribución de Isoaceleraciones	48
Figura 6: Losa compuesta a). Sin conectores y b). Con conectores de corte	71
Figura 7: Ancho efectivo de una sección compuesta	72
Figura 8: Ancho efectivo de una sección compuesta según LRFD	73
Figura 9: Sección compuesta con eje neutro dentro de la losa y eje neutro fuera de la losa	76
Figura 10: Sección de acero con conectores de corte	77
Figura 11: Sección de acero con conectores de corte y momento flector	78
Figura 12: Placa de unión y miembro sometido a tensión	75
Figura 13: Longitudes efectivas de columnas en marcos arriostrados	97
Figura 14: Forma de λ_c dada en las especificaciones del LRFD	99
Figura 15: Fallas en juntas atornilladas	103
Figura 16: Separación de pernos en los miembros	104
Figura 17: Pandeo lateral en vigas	111
Figura 18: Estribo por gravedad	115
Figura 19: Estribo tipo semi-gravedad en voladizo	116
Figura 20: Estribo con contrafuertes de hormigón armado	117
Figura 21: Estribo de caballetes sobre pilotes con aleros cortos	117
Figura 22: Pre-dimensionamiento de estribo de gravedad	119
Figura 23: Pre-dimensionamiento de estribo en voladizo	120
Figura 24: Pre-dimensionamiento de estribo con pantalla y contrafuertes	121
Figura 25: Representación de cargas de diseño para estribos	122
Figura 26: Caso I (Solo Estribo)	122
Figura 27: Caso II (Camión entrando al puente)	123
Figura 28: Caso III (Camión en el puente)	124
Figura 29: Caso IV (Camión en el puente y Camión entrando al puente)	125

Figura 30: Estabilidad de un estribo sobre terreno no rocoso	132
Figura 31: Estabilidad de un estribo sobre terreno rocoso	133
Figura 32: Solicitaciones en dispositivos de apoyo	143
Figura 33: Curvas esfuerzo – deformación	147
Figura 34: Ubicación Geográfica del Proyecto La Provincia de Sánchez Carrión	152
Figura 35: Ubicación Geográfica del Proyecto en el Departamento de La Libertad	153
Figura 36: Representación del puente de acero tipo armadura	154
Figura 37: Vista panorámica donde observa una morfología accidentada la cual es típica de una zona andina	161
Figura 38: Vista panorámica donde se observa una morfología de zonas poco accidentadas, correspondiente al Estudio	163
Figura 39: El cono deyectivo del rio Olichoco característico de un valle fluvial tipo “V”	164
Figura 40: Vista típica de un deposito coluvial hacia la parte superior del talud	166
Figura 41: Vista donde se observa los materiales de los depósitos Fluviales	167
Figura 42: Vista panorámica que se puede observar típico de los depósitos eluviales	168
Figura 43: Refuerzo de acero en franja interior del puente	195
Figura 44: Refuerzo de acero en franja exterior	215
Figura 45: Conectores de viga a losa	220
Figura 46: Vista lateral derecho de la armadura del puente	223
Figura 47: Vista en planta de la base de la armadura del puente	223
Figura 48: Vista en perfil de la armadura del puente	224
Figura 49: Vista en planta de la armadura superior del puente	224
Figura 50: Elemento inferior de armadura a tracción E 6-7	233
Figura 51: Elemento de armadura superior a compresión E 13-14	234
Figura 52: Elemento diagonal de la armadura a compresión E 1-10	235
Figura 53: Elemento diagonal de la armadura a tracción E 10-3	236
Figura 54: Elemento vertical de la armadura a tracción E 2-10	237

Figura 55: Elemento de arriostre de la armadura a tracción (E 6-22), (E 22-31), (E 7-22), (E 22-30)	238
Figura 56: Elemento de arriostre de la armadura superior a compresión (E 12-42), (E 42-38), (E 14-42), (E 42-36)	239
Figura 57: Elemento de arriostre de la armadura superior a compresión (E 12-36)	240
Figura 58: Deflexión por carga viva	242
Figura 59: Deflexión por carga muerta	242
Figura 60: Diseño conectores del nodo 3, por elementos	196
Figura 61: Vista de conexiones del nodo 3	270
Figura 62: Distribución de acero en estribo Derecho	306
Figura 63: Distribución de acero de aleta derecha	283
Figura 64: Conexión soldada del apoyo elastómero móvil con la armadura	352
Figura 65: Conexión de apoyo elastomérico fijo con la armadura	353
Figura 66: Distribución de acero de la viga en el pórtico del pilar	363
Figura 67: Distribución de acero del pilar	368
Figura 68: Diagrama de interacción del pilar	373
Figura 69: Distribución de acero de la zapata	381
Figura 70: Contraflecha generada por carga muerta	383
Figura 71: Contraflecha generada por carga viva	385
Figura 72: Junta lateral estribo – losa	387
Figura 73: Junta central losa – losa	387

LISTA DE CUADROS

	Pág.
Tabla 3.5.1 Densidades de Materiales de Construcción	42
Tabla 3.5.2.1.4 Factor de Presencia Múltiple	46
Tabla 3.5.2.1.5 Incremento Por Carga Dinámica	46
Tabla 3.5.2.7.3 Zona de Comportamiento Sísmico	49
Tabla 3.5.2.1.7.4 Coeficiente del Suelo	50
Tabla 3.5.2.7.6.1 Factores De Modificación De Respuesta R–Subestructuras	52
Tabla 3.5.2.7.6.2 Factores De Modificación De Respuesta R–Conexiones	53
Tabla 3.6.1 Combinaciones de Carga y Factores de Carga	57
Tabla 3.6.2 Factores de Carga para Cargas Permanentes γ_p	58
Tabla 3.8.1.1.1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante	63
Tabla 3.8.1.2.1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.	65
Tabla 3.8.1.7.3.A Resistencia del conector de Corte (T_n)	80
Tabla 3.8.2.2.2 Longitud efectivas de columnas	98
Tabla 3.8.2.3.4.1 Separación mínima de los tornillos	105
Tabla 3.8.2.3.5 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, ksi/cm ² (MPa)	107
Tabla 3.8.3.5.e Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos	128
Tabla 3.8.3.6 Factores de Resistencia en Cimientos Superficiales, Estado límite de resistencia	134
Tabla 3.8.5.2.2 Propiedades del material del apoyo	146
Tabla 3.8.5.2.4.4 Constante de amplitud de Fatiga crítica	151

Tabla 4.2.2.2.1 granulometría, límites y contenido de humedad.	156
Tabla 4.2.2.2.2 Ensayo de corte directo	157
Tabla 4.2.2.2.3 Capacidad portante	158
Tabla 4.2.3.3 Investigación de refracción sísmica	169
Tabla 4.2.3.3.1 Resultados de ensayos de refracción sísmica	174
Tabla 4.2.4.1 Características de la estación de precipitación más cercana a la zona de estudio.	175
Tabla 4.2.4.2.2.1 Parámetros geomorfológicos	177
Tabla 4.2.4.2.2.2 Resúmenes de Caudales máximos	177
Tabla 4.2.4.3 Características hidráulicas.	178
Tabla 4.2.5 Estudio De Tráfico	179

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 PUENTES EN EL PERÚ E HISTORIA DE PUENTES EN EL MUNDO

El poder cruzar ríos, vaguadas, estrechos, desfiladeros, y valles ha jugado siempre un papel muy importante en la historia de los asentamientos humanos. Desde tiempos remotos, los puentes han sido el testimonio más visible del pensamiento de los ingenieros de cada época. En términos prácticos el puente ha sido el nexo comunicativo más elemental del hombre en su conquista de la naturaleza. Estudiar la historia de los puentes, significa adentrarnos en el estudio del propio hombre, de su idiosincrasia en cada época, en fin de los que los ingenieros que los han diseñado han aportado a la historia de la humanidad. El legado de los puentes significa que gran parte de lo que hoy se conoce en la ingeniería civil, se lo debemos a aquellos que en cada momento histórico tuvieron la oportunidad de realizar esas grandes obras que hoy admiramos.

PUENTES EN EL PERÚ

A. PUENTE PUNTA ARENAS

En el distrito de Campanilla, provincia de Mariscal Cáceres, departamento de San Martín. Tiene 271 metros de largo, y una distancia de 220 metros entre sus dos torres. Posee dos carriles, uno en cada dirección, y tiene una capacidad de carga de 32 toneladas.

Cruza el río Huallaga, formando parte de la carretera Marginal de la Selva. Fue construido en los años 80, y sometido a mantenimiento y renovación en el año 2013, con una inversión de 27 millones de soles (US\$ 10 millones).

B. PUENTE BILLINGHURST

El Puente Billinghurst tendrá una longitud total de 722 metros, por sus características se convertirá en “El Puente Colgante más grande del Perú”. La obra demandará una inversión total de S/. 82' 586 408,81 (incluido supervisión).

Como es de conocimiento, desde hace 27 años las estructuras del citado

puede se encontraban almacenadas. Hoy, las estructuras metálicas colgantes Wagner Biro existente con longitud de 528 metros, que se encuentran en perfecto estado, serán utilizadas. El tramo restante será completado en varios tramos, sin variar la longitud total. El inicio del puente será al final de la Av. León Velarde, y el término en la zona denominada El Triunfo.

El Puente tendrá una longitud total de 722.10 m. El Proyecto Definitivo incluirá necesariamente la estructura metálica colgante Waagner biro existente con longitud total de 528 m (104.00 - 320.00 - 104.00). El tramo restante podrá estar constituido de varios tramos, sin variar la longitud total. Las cotas de la rasante en los ejes de apoyo de las cámaras derecha e izquierda del puente colgante serán respectivamente 179.844 y 169.284, considerando como referencia la cota de 180.115 ubicada en la intersección de ejes del jirón León Velarde y la Plaza de armas lado SO. El espesor de losa de concreto armado del tramo colgante no será menor de 0.20 m. El tramo (puente) de la margen izquierda podrá estar conformado por sub tramos de luz mínima de 30 m y losa de concreto armado.

C. PUENTE BOLOGNESI

El puente Bolognesi se sitúa en la ciudad de Piura, en el norte del Perú, y es uno de los puentes que une las ciudades de Piura y Castilla. Durante el fenómeno El Niño de los años 1997-1998 fue destruido, causando varias víctimas.

El puente fue reconstruido en los años 2000-2001. El nuevo puente, tipo arco atirantado, con una luz de 130 m, sin apoyos al interior del río, se apoya en 4 Caissons de más de 20 m de profundidad que se apoyan en la formación Zapayal.

Se ha convertido en un hito importante en la ciudad. En la margen derecha del río, a la entrada del puente se ha colocado un monumento recordatorio de las víctimas fallecidas en el desmoronamiento del puente viejo.

Tiene una extensión de 150 M.Cuenta 4 carriles + 2 veredas. La arquitectura fue diseñada por C.Lotti & Associati Ing. Alfredo Bianco Geymet Calculista: Ing. Hariton Dumitrescu. El supervisor de Consorcio Sondotécnica - Serconsult. La construcción del puente por SIMA Perú y las peldolas por SAMAYCA INGENIEROS SAC.

D. PUENTE PALCAZU

Puente colgante en la provincia de Oxapampa, departamento de Pasco, cerca de la frontera con Huánuco. Forma parte de la Carretera Marginal de la Selva y se halla en las inmediaciones del pequeño poblado de Ciudad Constitución. Fue construido en la década de 1980. Tiene 260 metros de largo, siendo la distancia entre sus dos torres de 180 metros.

E. PUENTE MARISCAL CÁCERES

Puente de concreto de trazo curvo, de 83 metros de largo, 10 de ancho y dos carriles, que cruza el río Mantaro. Se ubica en la provincia de Jauja, departamento de Junín, en el punto de la Carretera Central donde se inicia el ramal que conduce a la ciudad de Jauja. Está emplazado al costado del viejo y pequeño puente metálico Stuart, al que pasó a sustituir. Fue construido por la empresa INCOT e inaugurado en diciembre del año 2002. Demandó una inversión de US\$ 1.6 millones.

HISTORIA DE PUENTES EN EL MUNDO

La historia de los puentes es también la historia de la ingeniería estructural. El problema de pasar un vano construyendo una estructura fija se ha repetido a lo largo del tiempo con distintas soluciones. Según se fue avanzando en el conocimiento de los materiales y la forma en que éstos resisten y se fracturan hizo que se construyeran cada vez puentes más altos y con mayor vano y con un menor uso de materiales. La madera quizás fuese el primer paso, después la piedra, el ladrillo que dieron paso al acero y al hormigón en el siglo XIX. Y aún la evolución continúa, en la actualidad nuevos puentes de fibra de carbono son diseñados¹ con luces mayores y espesores nunca vistos antes.

A. PUENTES ROMANOS

Los primeros puentes fueron puentes naturales, tales como grandes rocas o árboles que fueron colocados por la propia naturaleza, o por el hombre primitivo con el fin de atravesar pequeños ríos y vaguadas, con el simple hecho de buscar alimentos, más allá de los límites que establecía el conflicto natural. La Edad Antigua y las guerras a ella asociada, el hombre comenzó a mejorar sus técnicas valiéndose de múltiples materiales, entre los que predominaba la madera y la piedra, pero no fue hasta la creación del Imperio Romano que hubo un verdadero desarrollo de la ingeniería de puentes. En estos aspectos, los romanos estuvieron, muy por encima de sus predecesores, el suministro del agua potable a sus propias ciudades y las conquistadas para lo cual se requerían “puentes acueductos” fue uno de los aportes más importantes de la ingeniería civil romana. Los Romanos introdujeron cuatro innovaciones importantes en el arte de la construcción de puentes, gracias a la cual, aún persisten muchos de ellos; el uso del cemento natural para unir las piedras, el uso de represas provisionarias, el empleo del arco semicircular y el concepto de la obra pública.

Los romanos mezclaron una especie de cemento natural obtenido en una zona llamada Puzzuoli, cercana a Italia al que denominaron puzzolana, este cemento era mezclado con limos, arena y agua formando un mortero que no se desintegraba con una posterior exposición al agua. Con este mortero, lograban fijar las piedras en determinada posición preconcebida. Con la construcción de represas provisionarias compuestas de diversos materiales lograban cambiar el curso del agua de los ríos mientras se ejecutaban las obras del puente, la mayoría de las veces eran palos que se clavaban en el lecho de los ríos que eran sellados con vegetación y lograban así sacar el agua de su interior para realizar las excavaciones necesarias para las fundaciones que casi siempre se realizaban en lechos rocosos. Los puentes más representativos de esta época, están precisamente

fundados en roca como se observa en la foto N° 1. del puente Saint Martín ubicado cercano a localidad de Torino en Italia construido en el año 25 AC. Otros puentes representativos de esta época y que aún se encuentran en pie son el Acueducto Du Gard (14 AC) ubicado en la localidad cercana a Nimes en Francia, y los Españoles, Puente de Alcántara en Cáceres (98 AC), Puente del Diablo sobre el río Llobregat en Barcelona y el Acueducto de Segovia también del propio año 98 AC.

B. LOS PUENTES MEDIEVALES

El desarrollo de la época medieval seguida de la caída del Imperio Romano cambió la arquitectura del puente, se mantiene el uso del arco, ahora más refinado como es el arco gótico, pero que no desecha en funcional arco romano. La presencia de la torre dentro del puente para alojar los guardias que velaban por la seguridad de los caminos y ciudadelas, marca también un hito en la ingeniería de la época. Los puentes más representativos de esta época son; el Puente Valentré en Cahours, Francia construido en 1355 y el Besalú, sobre el río Fluviá en España, construido en 1315.

C. PUENTES EN EL LEJANO ORIENTE

Uno de los grandes constructores de puentes en el Lejano Oriente fue Marco Polo, se calcula que en su conquista construyó más de 12 000 puentes, ninguno de los cuales se conserva en la actualidad, eran puentes de madera, piedras y hierro y llegaron hasta la antigua ciudad de Kin-sai. El puente que aún sobrevive más representativo de esta época es el Puente de Khaju, construido en 1667 en el cual se combinan la arquitectura y la ingeniería en un puente que además funciona como represa y hotel ubicado en pleno desierto en Isfahan (Irán).

Otro puente muy particular realizado en madera que aún existe es el Kintaikyo en Iwakuni, Japón, este puente, construido inicialmente en 1673, es reconstruido constantemente por cada generación, consta de cinco arcos principales que son reconstruidos cada 18-22 años, y arcos secundarios más pequeños que se reconstruyen cada 36 años como

promedio. La técnica de la construcción en madera no utiliza clavos, los palos se unen mediante intrincadas formas machihembradas que forman como un tejido de alta resistencia.

D. PUENTES DEL RENACIMIENTO

La Era del Renacimiento marca un gran auge en la construcción de puentes, principalmente en las grandes capitales de Europa, siendo los más representativos, el Puente de Neuf y el de la Concordia, ambos sobre el río Sena en Francia, el primero construido en 1607 y el segundo poco más de un siglo después, en 1791, al final del periodo renacentista. El Puente de la Concordia está considerado la perfección de la construcción en arcos elípticos de mampostería, las pilas tienen medidas que están exactamente calculadas para la estabilidad de este tipo de material.

E. LOS PUENTES DE HIERRO EN LA REVOLUCIÓN INDUSTRIAL

A fines del siglo XVIII comienza a usarse un nuevo material mucho más versátil para la construcción de puentes, el hierro, considerado el milagro de la Revolución Industrial. El hierro fundido con cierta cantidad de carbono lo hizo mucho más maleable y permitió obtener formas muy ventajosas para ser usadas en puentes. El primer puente de hierro fundido que se convirtió un símbolo de esta época en el cual se conjuga el diseño con la funcionalidad es el Puente de Coalbrookdale, diseñado por el arquitecto Thomas Farnold Prichard y construido por los grandes especialistas del hierro de la época, Abraham Darby y John Wilkinson. El Puente tiene 30 m de luz y está desarrollado en un arco semicircular con nervaduras dispuestas perpendiculares a su trazado. En el ancho del puente existen cinco de estos arcos que soportan la superficie de la vía. Otro de los grandes diseñadores de puentes de hierro ingleses fue Sir Thomas Telford quien realizó innumerables obras con este tipo de material, sobre todo en las colonias inglesa como el puente del río Cobre en Jamaica que fue fundido completamente en Inglaterra y traslado al Nuevo Mundo, siendo finalizado en el año 1801 y el Old London Bridge sobre el Támesis.

Pero el puente más importante de esta época lo es sin duda el Puente ferroviario Royal Albert Bridge, sobre el río Tamar, también en

Inglaterra, con dos luces principales formadas por arcos lenticulares en forma tubular que fueron llevadas a través del río e izadas en el lugar de emplazamiento. En la construcción de este puente se utilizó por el sistema de excavación por medio de cajones neumáticos conocidos como caisson los cuales permitían realizar grandes excavaciones. La pila central del puente es un tubo de 11 m de diámetro enterrado en el lecho del río una profundidad de 21m en un terreno resistente más cinco metros enterrado en el lodo. El puente de Isabel II sobre el río Guadalquivir, en Sevilla, también conocido como Puente de Triana, fue construido entre 1847 y 1852 por los ingenieros franceses Bernadet y Steinacher, para reemplazar el antiguo puente de barcas de 1171. Este es un buen ejemplo de la arquitectura de hierro del siglo XIX. El puente está apoyado sobre los restos del antiguo Castillo de San Jorge, el más importante cuartel general de la Inquisición en Sevilla. Uno de los últimos exponentes de esta época fue el puente Alejandro III, un arco de 300m de luz, sobre el río Sena en la ciudad de París inaugurado en 1900 para la Gran Exposición Mundial. La primera piedra de su fundación fue colocada en 1896 por el Zar Nicolas II padre de Alejandro III con el cual se pretendía reforzar la alianza entre Francia y Rusia.

F. GRANDES PUENTES DE ACERO

El acero estructural es mucho más resistente y flexible que el hierro, lo que permitió desarrollar grandes obras en puentes desde sus más tempranos usos.

El primer puente en emplear el acero tal como es conocido en la actualidad fue el Puente Eads sobre el río Mississippi en los Estados Unidos. Toma su nombre del ingeniero que lo diseñó y construyó James Buchanan Eads.

El puente tiene tres luces importantes de 153, 159 y 153 m en un arco con doble tablero, diseño sin precedentes para su época. La construcción del arco se realizó en el lugar y las fundaciones emplearon también el sistema caisson, por primera vez en los Estados Unidos. El máximo exponente del diseño en acero en Europa fue el ingeniero Gustave Eiffel, cuya obra más destacada en puentes se considera el Viaducto del Viaur en

Francia, compuesto por un arco triarticulado de 220 m de luz realizado en voladizos de 95 m. El puente que tuvo récord de luz hasta hace muy poco tiempo de este grupo fue el Bayonne Bridge emplazado en el estado de New Jersey, cruza el río Kill van Kull uniendo la ciudad de Bayonne con Staten Islan en New York. El puente fue construido en 1931 y fue iniciado en época de la gran depresión como una obra pública del Puerto de New Cork con el fin de incrementar el empleo, tiene un arco parabólico biarticulado de de 511 m de luz y 81 m de radio con una altura de 46m sobre el nivel del agua, en la parte superior del arco se anclan los cables que soportan el tablero.

G. PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

El hormigón no reforzado comenzó a usarse para la construcción de puentes después de 1824 cuando fue patentado el cemento Pórtland, la obra más importante de este tipo fue el Acueducto Grand Maitre, construido en 1865 en Francia. Pero no fue hasta el descubrimiento del hormigón armado, patentado por Joseph Monier en 1868 que este material no fue ampliamente utilizado. Monier era un jardinero francés que comenzó a construir sus vasijas con mortero a las cuales colocaba, delgadas barras de hierro. Monier también patentó un sistema de construcción de arcos conocido como “Sistema Monier” con el que se construyeron numerosos puentes siendo el más representativo el puente Morell sobre el río Yarra en Melbourne, Australia. El puente Monier construido sobre el río Fyansford, Australia, también utilizó este método que consistía en una losa delgada de hormigón armado con una malla, que se hormigonaba sobre un moldaje en forma de arco, con la cual se hacía una caja que se rellenaba de tierra compactada, sobre la que se construía el tablero. Un caso singular ocurrió con Monier, como no era ingeniero, no se le permitió nunca construir puentes, estos fueron diseñados y construidos por otros, utilizando el sistema que él había patentado. Pero el más importante aporte al hormigón armado fue el realizado por el Constructor Civil francés Eugene Freyssinet cuya primera obra fue el puente de 40 m de luz ubicado en la localidad de Ferrieres sur Sichon con dos semiarcos cercanos a los apoyos. Sus

primeras grandes obras los constituyó la trilogía de puentes realizados entre 1911 y 1923, el Veurdré, el Boutiron y el Chatel de Neuvre, los tres eran de similares dimensiones y formas, el primero fue destruido en la segunda guerra mundial. Freyssinet siempre afirmó que estos puentes eran de hormigón pretensado, técnica que él patentó en 1928, pero lo cierto es que utilizaban el mismo principio de Monier con una losa de hormigón armado como cordón inferior del arco, sometida a compresión por las propias solicitaciones de la estructura y no por fuerzas creadas. El Primer puente pretensado del mundo fue el Acueducto Tempul, diseñado y construido por Eduardo Torroja en 1926 quien había nacido con el siglo. Torroja utilizó por primera vez un cable realizado con acero de un elevado límite de elasticidad recién descubierto, estos cables fueron colocados apoyados sobre las torres del puente y tensados con gatos que fueron ubicados en la parte superior de estas torres. Una vez tensados, fueron recubiertos con hormigón.

Un puente de gran significación construido en 1915 hormigón armado que aun ostenta el record de longitud para puentes ferroviarios fue el Viaducto de Tunkhannock con diez arcos de 55 m de luz cada uno dentro de cada uno los cuales se ubican once pequeños arcos. Este Viaducto está ubicado en Pennsylvania y fue construido por la empresa Delaware, Lackawanna & Western. El puente que tiene el record de ser el más largo construido en zonas de grandes heladas es El Puente de la Confederación o Puente Northumberland con una longitud de 12.9 km, con 42 luces de 250 m. Une la isla Prince Edward con el Cabo Jourimain, en New-Brunswick, Canadá. Fue inaugurado en 1997. El puente de vigas de hormigón pretensado que tiene el record de luz es el Stolmasundet, construido en Noruega en 1998 con una luz de 301 m y una longitud de 467 m. Este puente está realizado con hormigón de alta resistencia H70, el tramo central en 184 m está fabricado con agregados ligeros con resistencia cilíndrica de 600 kg/cm² y el resto con agregados normales con resistencia cilíndrica de 65^o kg/cm².

H. LOS PUENTES COLGANTES

Son sin duda los puentes por excelencia, realizados originalmente por cuerdas vegetales, no fue hasta el siglo XIX que se construyeron los primeros que aun perduran.

El más antiguo de estos es el Union Bridge sobre el Río Tweed en Berwick (UK), fue diseñado y construido por el Capitán de Ingenieros Samuel Brown en 1820, con una luz de 137m.

Otro puente significativo lo es el Puente Menai diseñado en 1826 por Thomas Telford, compuesto por un arco de 177 m de luz y 7 de ancho, tensado inicialmente con cadenas de hierro, que fueron sustituidas en 1940 por cables de acero tal como los empleado en la actualidad para puentes de este tipo. Este puente está ubicado en la carretera desde Londres a Holyhead y una la isla Anglesey con la Gran Bretaña.

Uno de los más destacados diseñadores de puentes colgante fue el ingeniero John Augustus Roebling cuya primera obra fue el Puente Colgante sobre el Río Niágara en Estados Unidos, construido en 1855 y reemplazado en 1896. Tenía una luz de 250m. El 8 de marzo de 1855, la primera locomotora llamada "London" de 23 tons de peso atravesó el puente a una velocidad de 16 km/h y causó una deformación de tres y media pulgadas en el centro de la luz, lo cual era un gran récord en aquella época. Pero su obra cumbre fue el diseño del Puente de Brooklyn, construido en 1883, con un record de luz para su época de 486 m, fue diseñado por Roebling, pero fue construido después de su muerte en un accidente en la propia construcción, por su hijo y su yerno. La torre Manhattan tiene una fundación de 24 m bajo el nivel del agua y la Brooklyn 14 m. Ambas tiene una altura de 84m. Otro puente simbólico de esta época es el Golden Gate ubicado en la Bahía de San Francisco. Inaugurado el 27 de Mayo de 1937 y, por tanto, construido, al igual que el Bayonne en plena depresión, entre los años 1933 y 1937. El verdadero "padre" de este proyecto fue el ingeniero Joseph Strauss que tuvo que vencer numerosos obstáculos aparte de los verdaderamente relativos a cuestiones de ingeniería. Hubo oposiciones desde todos los ámbitos de la sociedad

(económicos, políticos, ingenieros rivales, geológicos, etc). pero Strauss logró finalmente su cometido y fue el Ingeniero Jefe de la obra, hasta su terminación. La longitud del puente es de 1.350 m con una luz central de 1280m, la altura de las torres es de 256 m. La altura del tablero sobre el agua es de casi 71 metros en el centro de la luz. Esa altura puede variar en más de 5 metros, ya que con el calor, los cables se dilatan y el puente “baja”. Esta diseñado para resistir los sismos de esa zona y vientos de 100 km/h. El puente que ostenta el record de luz en el mundo es el puente de Akashi- Kaikyo que une la Isla de Kobe con la isla de Awaji, tiene tres luces con un longitud total de 3910 metros y una luz central de 1990 metros. Este puente resistió el terremoto de Kobe que tuvo una magnitud de 8.5 en la escala de Richter. Está diseñado para resistir vientos de hasta 80 metros por segundo. Fue terminado en 1998.

1.2 ANTECEDENTES

Los puentes son una parte importante del patrimonio e infraestructura del país, ya que son puntos de unión y paso en la red vial para la transportación en general y en consecuencia para el desarrollo de los poblados del país. El concreto, es el material de construcción que posibilita la construcción de puentes, localmente; la mayor parte se hacen de concreto reforzado por su larga vida útil lo cual sólo es posible con el adecuado diseño, construcción y mantenimiento.

El uso del concreto y concreto reforzado, en la construcción de puentes, siguieron al uso del acero 50 años más tarde; hacia fines del siglo XIX la estructura de estos se concebía a imitación de los puentes de piedra. Se conoce que desde la antigüedad ya existían esfuerzos orientados a que estas estructuras fuesen más resistentes ante fenómenos naturales tales como sismos e inundaciones. Los procesos constructivos y materiales fueron evolucionando hasta obtener estructuras más resistentes y duraderas.

Los materiales de construcción más importantes para construir puentes son, madera, ladrillo, piedra, concreto reforzado, hierro colado, hierro forjado, hierro dulce, hierro de alta resistencia. La construcción de puentes, pequeños y medianos, de concreto reforzado, tienen la ventaja, que pueden ser elaborados con productos locales fácilmente accesibles y económicos, arena, grava, piedra, agua, cemento, logrando alta resistencia a la compresión.

El sistema nacional de carreteras sigue consolidándose como el principal medio para el desplazamiento de personas y bienes de todo el país, constituyéndose además como el instrumento primordial para su integración social, económica y cultural. La estadística del transporte carretero troncal, en la agilización de las cadenas de producción y distribución de mercancías en el territorio nacional, así como en la atención de las actividades de exportación y turismo demuestra que se ha incrementado a las localidades rurales, propiciando su desarrollo.

Yanasara es una localidad que está ubicada en el distrito de Curgos y provincia de Sánchez Carrión, distante a 27.080 KM desde la ciudad de Huamachuco y a 1.163 Km desde el anexo de Pallar.

El Puente YANASARA es el acceso a la localidad de PALLAR, está ubicado sobre el río CHUSGÓN, actualmente el acceso es por el mencionado Río en una especie de BADEN, interrumpiéndose en época de lluvias, constituyéndose en un peligro latente, las lluvias son muy intensas y el caudal del río Chusgón se incrementa al máximo dejando incomunicado al anexo de Pallar y por ende a los diferentes caseríos y anexos de esa jurisdicción.

Con la ejecución del mencionado Puente se va a solucionar la interrupción constante de los pueblos costeros con el anexo de Pallar. Y por ende va a mejorar el nivel de vida de la población de las áreas rurales.

Se busca ofrecer al público caminos más modernos y seguros, que permitan disminuir los tiempos de recorrido, los costos del transporte y la incidencia de accidentes carreteros.

CAPÍTULO 2: ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

2.1 PROBLEMA

2.1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cómo realizar el diseño de un puente sobre el río Olichoco Km. 27+000 que mejore la transitabilidad entre los Anexos de Yanasara y Pallar, Distrito de Curgos- Sánchez Carrión – La Libertad?

2.1.2 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

- **Autor: Ernesto Seminario Manrique, Título de la Tesis de pregrado: “Guía para el diseño de puentes con vigas y losas”, UNIVERSIDAD DE PIURA. (2004)**

Conclusiones de la tesis de investigación ya antes mencionada:

- El Manual de Diseño de Puentes del MTC - DGCF es una adaptación de AASHTO – Standard Specifications for Highway Bridges. Asimismo, se puede decir que la norma peruana contiene las principales especificaciones necesarias para el diseño de los puentes más comunes.
- La norma nacional presenta algunos vacíos importantes. Estos casos se presentan con más frecuencia en el diseño de las subestructuras y de los sistemas de juntas y apoyos.
- Se concluye que existe una tendencia de AASHTO a diseñar las cimentaciones por el método LRFD. Sin embargo este método no ha sido incorporado en el Manual de Diseño de Puentes. Es por esto, que en el capítulo 6 “Subestructuras” se han presentado las dos metodologías de diseño: ASD y LRFD usadas para cimentaciones. No obstante, por el momento no se ha llegado a un verdadero desarrollo del método LRFD para cimentaciones y estribos, por lo que Barker (1997) afirma

que se obtienen resultados similares diseñando por el método ASD ó LRFD.

- Asimismo, como se observa en el “Manual de diseño de Puentes” los valores de los factores de carga y resistencia son los mismos de AASHTO. Sin embargo, las condiciones de nuestra realidad son diferentes a la realidad norteamericana donde se tiene un mayor control de las cargas y de los procesos constructivos de puentes, por lo que se concluye que debería investigarse cómo se realizó el estudio de confiabilidad de estos factores de la norma peruana.
- Finalmente, se debe señalar que un diseño de puentes que garantice un correcto funcionamiento necesita el estudio de diversos campos como hidrología, hidráulica, topografía, geología, estudio de tránsito, sismo, etc. Muchas veces, la incertidumbre en estos campos de estudio influye negativamente en el impacto psicológico de la población.
- **Autores: Edén Richelieu Cuellar Jaramillo y Ernesto Hernández Cruz, Título de la Tesis de pregrado: “Proyecto del puente vehicular El Bejuco de la carretera TEPIC-MAZATLÁN, tramo Ent. San Blas-Villa Unión, Km 62 + 745.00, Origen TEPIC, NAYARIT. UNIVERSIDAD POLITÉCNICO NACIONAL DE MEXICO”. (2009)**

Conclusiones de la tesis de investigación ya antes mencionada:

- El tramo carretero pertenece a uno de los ejes troncales de la República Mexicana; como tal, es de importancia esencial para la generación del desarrollo económico del país por lo que, es imprescindible su modernización y construcción inmediata.
- El puente “El Bejuco” se localiza en los límites de los estados de Nayarit y Sinaloa, cruza de forma esviada al río del mismo nombre, el cual cuenta con una corriente de carácter

perenne con un caudal igual a 350 m³/s y velocidad media de 1.5 m/s; cuenta con una longitud total de 57.22m y ancho total de 12.80m.

- El puente se compone de dos claros de 28.61m a ejes de la estructura, su estructura se compone de la siguiente manera: Cuenta con una superestructura a base de vigas pre coladas, pretensadas del tipo AASHTO tipo IV que reciben a una losa de concreto armado de 18cm de espesor con guarnición sobre la losa tipo II y parapeto de acero para calzada; la subestructura se conoce de dos caballetes constituidos por cabezal apoyados en pilotes de concreto armado de 1.20m de diámetro y una pila central a base de pilotes de concreto hechos en el sitio de 1.20m de diámetro para soportar una zapara de concreto armado que recibirá la columna rectangular con tajamares y cabezal volado.
- La geometría del puente se diseñó para cumplir con las características geométricas del tramo carretero, el cual es de tangente; y se ajustó a una curva vertical de tipo cresta para cumplir con la separación mínima entre el lecho inferior de la superestructura y el NAME de diseño a la corriente, recomendado por los estudios de campo igual a 1.50m.
- El análisis y diseño de los distintos elementos estructurales que forman el puente se basan en las normas AASHTO para puentes carreteros.
- La carga viva de proyecto considerada en el diseño de la superestructura es la correspondiente al vehículo T3-S2-R4 tipo 1, a excepción de las losas que se diseñaron con el vehículo HS20.
- El diseño de las trabes se basa en las propiedades de acero de pre esfuerzo y son del tipo pretensadas, por lo que su

construcción debe acatar las especificaciones y resistencias que se mencionan en el análisis correspondiente.

- En los planos se presenta a detalle la geometría de cada elemento estructural, su armado correspondiente, la lista de varillas y las cantidades de obra así como las notas y referencias alusivas a cada sección del puente.

- **Autor: Omar Erick Pinto Ascuña, Título de la Tesis de pregrado: “Diseño de un muelle flotante de acero”, PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ. (2010).**

Conclusiones de la tesis de investigación ya antes mencionada:

- Existen dos sistemas de muelles para ríos, uno de ellos es el sistema fijo y el otro es el sistema basculante que se acomoda a las fluctuaciones del nivel del río. El segundo sistema es el más conveniente ya que facilita el sistema de carga y descarga de productos.
- El puente se ha proyectado reticulado con conexiones empernadas con el fin de aminorar los problemas de transporte de elementos de grandes luces. Adicionalmente, para restringir las conexiones soldadas en campo, que son más complicadas de controlar su calidad. En el muelle se ha proyectado dos mamparas intermedias que permitirán tener tres compartimentos estancos. Este sistema es con el propósito que cualquier avería solamente sea local y que no produzca una inundación total del muelle y por tanto su hundimiento. Dentro del pontón de acero se han colocado unas mamparas hechas con planchas de acero para dividirlo en compartimentos, esto es debido a un tema estrictamente de seguridad y mantenimiento, ya que para realizar algunas reparaciones dentro del pontón no será necesario paralizar las

acciones de embarque y desembarque de personas, sino solo se tendrá que restringir el acceso a la zona donde se desea reparar, para acceder a estos compartimentos se han dejado unos accesos en la parte superior del pontón.

- El sistema de anclaje propuesto también se adecúa a la variación de los niveles del río, ya que se están considerando elementos de fijación en el muelle que permiten el tensionado constante de los cables que van hacia las anclas del río.
- Se está considerando un sistema deflector de troncos aguas arriba, con el propósito de evitar que elementos no considerados en el diseño dañen las estructuras proyectadas en el río.
- Se seleccionó la madera tipo Quinilla Colorada para el tablero de madera en el Puente y Rampa de Acceso que da al Pontón, ya que presenta un mejor comportamiento ante los esfuerzos de Flexión y Corte, que otras maderas de la zona, tales como Copaiba y Quina Quina; Otro punto importante para la selección del tipo de madera es que se encuentra en las zonas cercanas a dónde se realizará la construcción del Muelle Flotante de Acero.
- Para los elementos Diagonales y las Bidas Superiores se utilizaron dos canales C unidos en algunos puntos para lograr un mejor comportamiento, aumentando la inercia en ambos sentidos, brindando rigidez a la estructura, controlando los esfuerzos y deformaciones generados por los efectos del viento, es decir se obtuvo un comportamiento tipo cajón en las diagonales y bidas.
- Se ha decidido poner en el techo del puente de acceso refuerzos diagonales y transversales al sentido longitudinal del puente debido a que la acción del viento genera grandes

deformaciones y deflexiones transversales en las bridas superiores.

- Se escogió para el puente de acceso una configuración reticulada porque es la solución más práctica y económica, así como la más liviana, porque presenta armaduras formadas por elementos delgados, y pueden soportar cargas verticales y transversales; de tal manera que le produce un peso menor al pontón que flota sobre el agua, y no se hace que el hundimiento sea un punto crítico y que impida el desarrollo del proyecto, así como por su propia configuración es un puente que se diseña como simplemente apoyado, que para efectos del diseño es la mejor opción puesto que tendremos un extremo en tierra y el otro sobre el pontón.
- Para la estabilidad y el hundimiento utilizamos el Principio de Arquímedes que nos afirma que todo cuerpo sumergido en un fluido experimenta un empuje vertical y hacia arriba igual al peso de fluido desalojado. Puesto que la porción de fluido se encuentra en equilibrio, la resultante de las fuerzas debidas a la presión se debe anular con el peso de dicha porción de fluido. A esta resultante la denominamos empuje y su punto de aplicación es el centro de masa de la porción de fluido, denominado centro de empuje. Debido a las cargas presentes en el pontón por efectos de la grúa, puente de acceso al mismo y sobrecargas, es necesario analizar la estabilidad y el hundimiento del muelle flotante, ya que la acción de estas fuerzas podría ocasionar un descenso excesivo del pontón y generar un problema en el uso normal para el que fue concebido el proyecto. Para el análisis que se presenta en el acápite del pontón se analizan ambas situaciones a fin de determinar los valores más críticos de los mismos y así desarrollarlos en el diseño.

- Se han utilizado tijerales como elementos estructurales principales del pontón, esto es debido a que presentan un buen comportamiento frente a las solicitaciones existentes, y además por su propia configuración son elementos livianos que ayudan a no aumentar peso a la estructura y hacer que el hundimiento sea mayor. En ambos tijerales T1 y T2 se buscó mantener una configuración conservadora, es decir con bridas superior e inferior, montantes y diagonales, estos tijerales deben soportar no solo las cargas verticales, sino también las cargas laterales producidas por el viento, la fuerza de la corriente y la presión del agua.
- En el presente proyecto se prestó la atención debida a los efectos del viento, las corrientes y a la presión del agua, esto debido a que un mal análisis en éstos podría ocasionar el colapso parcial o total del puente o del pontón mismo, por lo que se tomó el detenimiento necesario para determinar su fuerza y acción sobre los elementos estructurales. Por los resultados de la fuerza de corrientes se observa que se debe tener más en consideración junto con la presión del agua, ya que la fuerza del viento solo ejerce sobre la estructura en la parte que sobresale del agua, pero para efectos del diseño se analizan los tres efectos sobre las estructuras.

2.1.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **Apoyo:** Son los elementos a través de los cuales el tablero transmite las acciones que le solicitan a las pilas y/o estribos. El más común de los apoyos es el neopreno zunchado, está constituido por un caucho sintético que lleva intercaladas unas chapas de acero completamente recubiertas por el material elastómero. Tiene impedido el movimiento vertical.

- **Colapso:** Cambio significativo de la geometría del puente que hace que éste ya no sea apto para su uso.
- **Diseño:** Dimensionamiento y detallado de los elementos y conexiones de un puente.
- **Ductilidad:** Propiedad de un elemento o conexión que permite una respuesta inelástica.
- **Elemento:** Elemento discreto o combinación de elementos del puente que requiere una consideración de diseño individual.
- **Estado Límite:** Condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.
- **Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos:** Estados límites relacionados con eventos tales como sismos, cargas de hielo y colisiones de vehículos o embarcaciones, con períodos de recurrencia mayores que el período de diseño del puente.
- **Estados Límites de Resistencia:** Estados límites relacionados con la resistencia y la estabilidad.
- **Estados Límites de Servicio:** Estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración.
- **Estribos:** Situados en los extremos del puente sostienen los terraplenes que conducen al puente. A diferencia de las pilas, los estribos reciben además de la superestructura el empuje de las tierras de los terraplenes de acceso al puente, en consecuencia trabajan también como muros de contención. Los estribos están compuestos por un muro frontal que soporta el tablero y muros en vuelta o muros-aletas que sirven para la contención del terreno.
- **Estructura con Múltiples Recorridos de Cargas:** Estructura capaz de soportar las cargas especificadas luego de la pérdida de un elemento o conexión portante principal.

- **Evaluación:** Determinación de la capacidad de carga de un puente existente.
- **Factor de Carga:** Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.
- **Factor de Modificación de las Cargas:** Factor que considera la ductilidad, redundancia e importancia operativa del puente.
- **Factor de Resistencia:** Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración.
- **Modelo:** Idealización de una estructura a los fines del análisis.
- **Período de Diseño:** Período de tiempo en el cual se basa el cálculo estadístico de las cargas transitorias. Para estas Especificaciones el período de diseño es de 75 años.
- **Pilas:** Son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos. Deben soportar la carga permanente y sobrecargas sin asientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales (viento, riadas, etc.)
- **Propietario:** Persona o agencia con jurisdicción sobre el puente.
- **Puente:** Cualquier estructura que tiene una abertura de no menos de 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.
- **Puente Fijo:** Puente con luz vehicular o navegacional fija.
- **Puente Móvil:** Puente con luz vehicular o navegacional variable.
- **Rehabilitación:** Proceso mediante el cual se restablece o incrementa la resistencia del puente.

- **Resistencia Nominal:** Resistencia de un elemento o conexión a las solicitaciones, según lo indicado por las dimensiones especificadas en la documentación técnica y por las tensiones admisibles, deformaciones o resistencias especificadas de los materiales.
- **Servicio Regular:** Condición que excluye la presencia de vehículos que requieren permisos especiales, vientos superiores a los 90 km/h, y eventos extremos, incluida la socavación.
- **Solicitación:** Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, esfuerzo de corte, momento torsor o flector) provocado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.
- **Subestructura:** Es la parte del puente que se encarga de transmitir las solicitaciones al suelo de cimentación y está constituida por:
 - Estribos
 - Pilas
- **Superestructura:** Es la parte del puente en donde actúa la carga móvil y está constituida por:
 - Tablero
 - Vigas longitudinales y transversales
 - Aceras de rodadura
 - Capa de rodadura
 - Otras instalaciones
- **Tablero:** Soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico) y por medio de las armaduras transmite sus tensiones a estribos y pilas, que, a su vez, las hacen llegar a los cimientos, donde se disipan en la roca o en el terreno circundante. Sobre el tablero y para dar continuidad a la rasante de la vía viene la capa de rodadura. Los tableros van complementados por los bordillos que son el límite del ancho libre de calzada y su misión es la de evitar

que los vehículos suban a las aceras que van destinadas al paso peatonal y finalmente al borde van los postes y pasamanos.

- **Tajamar:** Elemento extremo de la pila de un puente que adopta una forma de sección redondeada, almendrada o triangular para conducir suavemente la corriente de agua hacia los vanos para que disminuya el empuje sobre la obra y se facilite el desagüe.
- **Vano:** Cada uno de los espacios de un puente u otra estructura, comprendida entre dos apoyos consecutivos. La distancia entre dos puntos de apoyo consecutivos de los elementos portantes principales es la luz del vano; no hay que confundirla con la luz libre que es la distancia entre los parámetros de los apoyos, ni con la longitud del puente.
- **Vida de Servicio:** Período de tiempo durante el cual se espera que el puente esté en operación.
- **Vigas Longitudinales y Transversales:** Son los elementos que permiten salvar el vano, pudiendo tener una gran variedad de formas como con las vigas rectas, arcos, pórticos, vigas vierendeel, etc.

2.2 OBJETIVOS

2.2.1 OBJETIVO GENERAL

- Realizar el diseño de un puente sobre el río Olichoco entre los anexos Yanasara y Pallar para contribuir a solucionar la problemática de comunicación y desarrollo que actualmente está afectando a las comunidades aledañas.

2.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar alternativas estructurales tanto constructivas como económicamente, para luego proseguir a su selección y realizar el diseño definitivo del puente.

- Realizar los estudios previos requeridos para realizar el diseño adecuado de un puente.
- Conocer los diferentes parámetros, características y normas que rigen el diseño y la construcción de puentes aplicables a nuestro proyecto.
- Proporcionar un documento de apoyo al estudiante de ingeniería civil enfocado en la ingeniería de puentes con el suficiente fundamento teórico y práctico para que este sea de utilidad en la formación profesional del ingeniero civil.

2.3 JUSTIFICACIÓN

2.3.1 JUSTIFICACIÓN ACADÉMICA

La elaboración de este proyecto de tesis contempla dos objetivos principales, el primero de ellos es poder dar al lector un conocimiento más amplio de las características, condiciones y métodos que se emplean en la construcción de un puente de concreto armado, así como también todos y cada uno de los reglamentos, leyes y restricciones que deberá tomar en cuenta para poder realizar el diseño del mismo.

2.3.2 JUSTIFICACIÓN SOCIAL

Desde el punto de vista socio económico el transporte constituye una de las principales actividades de integración y desarrollo de cualquier comunidad.

Con la construcción de este puente se mejoraría en lo siguiente:

- Servicios a la población: facilitaría a las personas su acceso a mejorar sus servicios sociales, culturales y centros de comercialización.
- Mejoraría la transitabilidad que existe en las épocas de lluvia debido al cargue del río, ya que se contaría con puente que no limitaría el acceso entre los anexos de Yanasara y Pallar.

- Facilitaría una vía por donde transportar los productos de la sierra Liberteña hacia las ciudades costeras.

CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO

3.1 ESQUEMAS TÍPICOS

Se denomina vano, al espacio salvado entre dos pilares contiguos, tramo es el elemento estructural que lo salva y luz es la distancia entre apoyos de los elementos estructurales.

Un obstáculo puede ser salvado de un extremo a otro con un elemento estructural apoyado en sus dos extremos, este caso es el de un puente de un solo vano, un solo tramo y una sola luz.

En general se ha utilizado el término de luz como sinónimo de vano. La luz se refiere a la distancia entre los apoyos del elemento estructural y no al espacio debajo de él.

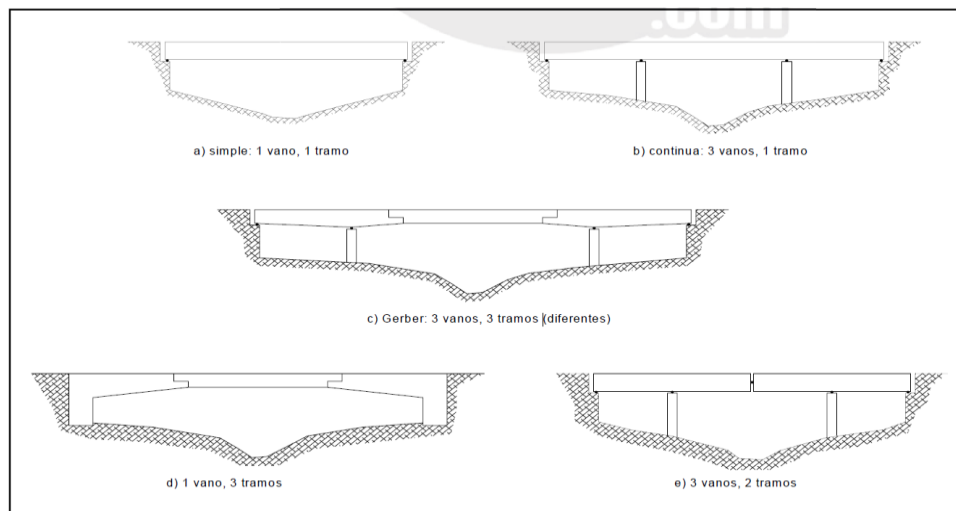


FIGURA Nº 1 ⁽¹⁾ Esquema típico de puentes

Pueden distinguirse la luz efectiva o luz de cálculo, la luz modular y la luz libre. luz efectiva o de cálculo es la distancia entre los puntos de aplicación de las reacciones de apoyo. La luz modular es una medida convencional que se define como la distancia entre los ejes de los apoyos que soportan los elementos

estructurales y la luz libre es la distancia entre los parámetros que conforman la infraestructura.

3.2 TIPOLOGÍA DE PUENTES ⁽¹⁾

3.2.1 SEGÚN LA NATURALEZA DE LA VÍA SOPORTADA

- Puentes de carretera
- Puentes de ferrocarril
- Puentes-Canal
- Puentes-Acueductos

3.2.2 SEGÚN EL MATERIAL

DE MADERA

La madera es el material que utilizó el hombre para hacer sus primeras construcciones; un tronco de árbol sobre un río fue seguramente el primer puente artificial. Los puentes de madera son más fáciles y más rápidos de construir que los de piedra, y han resultado siempre más económicos; por ello, los primeros que construyó el hombre fueron de madera, y a lo largo de la historia se han construido innumerables puentes de este material, muchos más que de piedra.

Los puentes de madera han planteado siempre problemas de durabilidad y por ello se han considerado siempre de una categoría inferior que los de piedra; generalmente se les ha dado carácter de

(1) VILLARINO OTERO, ALBERTO, Diseño de Puentes. Pág. 193-233

obra provisional; se aspiraba a sustituirlos por uno de piedra en cuanto hubiera dinero para ello.

Los dos problemas básicos de durabilidad de los puentes de madera son los siguientes:

A) En primer lugar el propio material, que se deteriora con el paso del tiempo si no se cuida especialmente.

B) En segundo lugar su vulnerabilidad al efecto de las avenidas de los ríos. Cada avenida extraordinaria se llevaba muchos puentes de madera, y por ello siempre ha habido una clara consciencia de su debilidad frente a las acciones destructivas del propio río.

Hoy en día se siguen construyendo pasarelas de madera, aunque solamente en casos excepcionales, porque resultan más caras que las metálicas o las de hormigón que son los materiales que se utilizan normalmente hoy en día para hacer puentes.

METÁLICOS

- De fundición
- De hierro forjado
- De acero

El empleo del hierro significó una transformación radical en la construcción en general, y en los puentes en particular; sus posibilidades eran mucho mayores que las de los materiales conocidos hasta entonces, y por ello se produjo un desarrollo muy rápido de las estructuras metálicas, que pronto superaron en dimensiones a todas las construidas anteriormente. Hoy en día sigue siendo el material de las grandes obras, y en especial de los grandes puentes, si bien el hierro que se utiliza ahora no es el mismo que se utilizó en los orígenes, porque el material también ha evolucionado

significativamente; hay diferencia considerable de características y de calidad entre los aceros actuales, y el hierro fundido que se utilizó en un principio.

El rápido desarrollo a principios del siglo XIX de los puentes metálicos se debió básicamente a dos causas fundamentales

A) En primer lugar, el nuevo material tenía muchas más posibilidades que los anteriores, porque su capacidad resistente era mucho más alta.

B) En segundo lugar, se empezó a conocer con cierto rigor el comportamiento resistente de las estructuras, lo que permitió, a la hora de proyectar un puente, dimensionar sus distintos elementos cuantificando su grado de seguridad, y con ello ajustar al máximo sus dimensiones.

Los materiales derivados del hierro que se han utilizado sucesivamente en la construcción han sido, la fundición, el hierro forjado y el acero

A pesar de su mayor precio, el hierro fué sustituyendo progresivamente a la fundición en la construcción de puentes de arco a causa de sus mejores características mecánicas. Los grandes arcos metálicos aportaron una solución relativamente económica y muy espectacular para franquear a gran altura valles profundos y ríos anchos en los que las cimbras resultaban muy difíciles y costosas (160 m. de luz).

Finalmente, la solución metálica es la única a plantearse para los puentes móviles: giratorios y levadizos.

Los primeros puentes grandes que se construyeron con hierro forjado fueron el de Conway, y el Britannia en los estrechos de Menai, dos puentes en viga cajón de grandes dimensiones para ferrocarril.A

finales del siglo XIX, cien años después de la iniciación de los puentes metálicos, se empezó a utilizar el acero para construir puentes. Conseguir que los materiales de construcción sean dúctiles y no frágiles, es uno de los logros importantes de su tecnología.

El acero se conocía mucho antes de que se empezara a fabricar industrialmente a finales del siglo XIX, y de hecho se había utilizado en algún puente aislado; ejemplo de ello son las cadenas del puente colgante sobre el Canal del Danubio en Viena, de 95 m de luz, terminado en 1828. Pero era un material caro hasta que en 1856 el inglés Henry Bessemer patentó un proceso para hacer acero barato y en cantidades industriales, mediante un convertidor donde se insuflaba aire en el hierro fundido que reducía las impurezas y el contenido de carbono.

El primer gran puente cuya estructura principal es de acero es el de San Luis sobre el río Mississippi en los Estados Unidos, proyecto de James B. Eads en 1874, con tres arcos de 152+157+152 m de luz. Los dos grandes puentes de finales del siglo XIX fueron también de los primeros que se hicieron con acero: el puente de Brooklyn y el puente de Firth of Forth. Desde finales de siglo XIX el acero se impuso como material de construcción sobre el hierro, y por ello, a partir de entonces, todos los puentes se han hecho de acero.

DE HORMIGÓN

- Armado
- Pretensado
- Mixtos

Armado

El hormigón armado es una colaboración del acero y el hormigón, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El

hormigón es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tracciones. Por ello las barras de acero se introducen en la pieza de hormigón, en el borde que debe resistir las tracciones, y gracias a la adherencia entre los dos materiales, las primeras resisten las tracciones y el segundo las compresiones.

Durante muchos años las barras de acero eran lisas, pero gracias a una serie de ensayos, se comprobó que la adherencia entre el acero y el hormigón, uno de los mecanismos básicos para que el hormigón armado funcione, mejoraba significativamente haciendo las barras corrugadas, es decir, con resaltos transversales, y así son las barras actuales.

Se imponen dos soluciones clásicas: los de vigas de alma llena, que podían ser vigas en T unidas por la losa superior, o vigas de cajón para las luces mayores; y los arcos, solución idónea para el hormigón, que es un material adecuado para resistir compresiones.

Pretensado

El hormigón pretensado se puede considerar un nuevo material; su diferencia con el hormigón armado es que en éste la armadura es pasiva, es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; en el pretensado, en cambio, la armadura es activa, es decir se tesa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), comprimiendo el hormigón, de forma que nunca tenga tracciones o que éstas tengan un valor reducido.

La estructura se pone en tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de hormigón pretensado. En definitiva, es adelantarse a las acciones que van a actuar sobre la estructura con unas contra-acciones que es el momento en que se tesan las armaduras; se pueden tesar antes de

hormigonar la pieza, es decir, pretesarlas, o se les puede dar carga después de hormigonada la pieza, es decir, postesarlas.

El puente de Bendorf sobre el Rin; el de Castejón de 101 m de luz de 1967; el puente de Dorénaz sobre el Ródano, Suiza, de 45 m de luz central, 1933; el puente de Esbly, 74 m de luz, 1951 sobre el río Marne; etc. son ejemplos de puentes de hormigón pretensado.

Mixtos

La estructura mixta es una nueva forma de colaboración del acero y el hormigón, en este caso yuxtapuestos, no mezclados como en el hormigón armado y pretensado, pero sí conectados entre sí para que trabajen conjuntamente.

Una de las dificultades de los puentes metálicos fue durante mucho tiempo la materialización de la plataforma de rodadura de las carreteras. Inicialmente la mayoría de los tableros de los puentes metálicos eran de madera; cuando apareció el hormigón armado se utilizaron con frecuencia losas de hormigón; también había puentes con tablero abierto, hecho con una rejilla de pletinas metálicas ortogonales colocadas verticalmente para conseguir rigidez a flexión; este tipo de tablero se usaba mucho en los puentes móviles, pero es incómodo para el tráfico. A pesar de ello se ha utilizado en puentes bastante recientes.

Parte de la plataforma de rodadura del puente colgante de Lisboa sobre el Tajo, construido en 1966, es de este tipo. La innovación de la estructura mixta ha sido incorporar la losa de hormigón de la plataforma a la estructura resistente.

Una de las principales ventajas de los puentes mixtos, y por ello sustituyen a los puentes pretensados, incluso en luces pequeñas, es que su construcción se puede hacer igual que la de un puente

metálico con las ventajas que esto representa por su mayor ligereza. Es más fácil montar un cajón metálico de 30 ó 40 m de luz que uno de hormigón; una vez montado el cajón metálico sólo queda hacer el tablero de hormigón, bien in situ, o bien prefabricado. Esta solución es clásica en pasos superiores sobre autopistas en funcionamiento.

El problema singular de las estructuras mixtas es la conexión entre el hormigón y el acero para asegurar que ambos materiales trabajen conjuntamente; para ello se debe transmitir el esfuerzo rasante que se desarrolla en la unión de un material a otro. Esta conexión se realiza normalmente con elementos metálicos, los conectores, que van soldados al acero y embebidos en el hormigón, al que se unen por adherencia.

Entre los grandes puentes mixtos se pueden citar los siguientes: puente Merstla sobre el río Meuse y sobre el canal Albert, el puente de Tortosa sobre el río Ebro, el puente sobre el río Caroní en Ciudad Guyana, Venezuela, para ferrocarril y carretera, tiene una luz máxima de 213 m; se terminó en 1992 y es actualmente el puente viga mixto de mayor luz.

3.2.3 SEGÚN EL TABLERO

- FIJOS
- MÓVILES

Los puentes móviles son aquellos en que el tablero o parte de él es móvil, con tal de permitir el paso alternativo a dos tipos de tráfico muy diferente, generalmente el terrestre y el marítimo. De este modo cuando están cerrados permiten el paso de los vehículos rodados o ferrocarriles y cuando están abiertos permiten el paso de los barcos. La ventaja de los puentes móviles radica en que no es necesario construir un puente de gran altura para permitir el pasaje de los buques. Por otra parte, cuando la intensidad de tránsito sobre el

puede ser moderada o alta se producen largas colas de vehículos a la espera de que el puente vuelva a estar habilitado al tránsito. Otra desventaja es la espera que se produce en el tránsito de buques cuyas maniobras se complican en condiciones de mal tiempo o poca visibilidad.

BASCULANTES

Un puente basculante es un tipo de puente móvil que se construye sobre canales navegables a fin de facilitar el paso de embarcaciones por debajo sin necesidad de elevar la traza de la carretera. Están compuestos por 2 secciones que se abren en dirección perpendicular al plano del puente con la ayuda de contrapesos situados bajo la plataforma. Son los más clásicos de los móviles y los que más se utilizan actualmente.

El puente de la Torre de Londres, con una luz de 79 m, sigue siendo uno de los puentes basculantes más grandes del mundo; su movimiento se debe al giro del conjunto tablero-contrapeso sobre una rótula simple situada en el centro de gravedad del sistema, y se acciona mediante un sistema hidráulico. Este sistema es el que se utiliza hoy día en la mayoría de los puentes basculantes. El conjunto del puente es una estructura muy singular, porque sobre las pilas del tramo móvil hay unas torres neogóticas que soportan una pasarela superior que sirve para dar paso a los peatones con el puente abierto y para compensar los tramos colgados asimétricos laterales, cuya estructura resistente es rígida. Su singularidad hace de este puente una de las estampas más típicas de Londres, y el puente móvil más conocido del mundo. Este puente, con 100 años de vida, sigue todavía en servicio, aunque la maquinaria ha sido renovada en varias ocasiones; la última vez en 1972.

LEVADIZOS

Un puente levadizo es un tipo de puente móvil que se puede levantar con la ayuda de una instalación mecánica para así permitir la entrada a través de un portón, o bien para permitir el tráfico marítimo a través de un cuerpo de agua. La parte que se mueve se gira a través de un eje horizontal o a modo de bisagra.

GIRATORIOS

En los puentes giratorios de eje vertical caben dos posibilidades de apertura: o bien girar dos vanos simétricos sobre una pila situada en el centro del canal de navegación, aunque en algún caso excepcional puede estar situada en un borde; o bien girar dos semivanos con sus compensaciones, sobre dos pilas situadas en los bordes del canal. La maquinaria para el giro es siempre parecida; consiste en una cremallera circular sobre la que se mueve un piñón al que se aplica la fuerza motriz. El movimiento del piñón por la cremallera circular es lo que hace girar el puente. Generalmente toda la maquinaria está alojada en una gran pila circular. La estructura de la mayoría de los puentes giratorios de dos vanos simétricos es una viga continua de dos vanos con el puente cerrado, y un doble voladizo con el puente abierto.

El puente de Firdan sobre el canal de Suez en Egipto, es también de dos semivanos compensados, tiene 168 m de luz y es el mayor puente giratorio del mundo.

DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL

Los puentes de desplazamiento vertical son tableros simplemente apoyados, cuyos apoyos se pueden mover verticalmente para elevarlos a la cota que requiere el gálibo de navegación. Normalmente se elevan tirando de sus cuatro esquinas, y por ello

requieren dos o cuatro torres, en las que se aloja la maquinaria de elevación y los contrapesos necesarios para equilibrarlos durante la maniobra de desplazamiento vertical. En algún puente de pequeña luz se han evitado las torres y los contrapesos, accionándolo mediante gatos hidráulicos situados bajo el tablero, y por ello, a puente cerrado nada evidencia su condición de móvil.

El puente de desplazamiento vertical es adecuado y resulta más económico que los demás para luces grandes y por ello los mayores puentes móviles son de este sistema.

El mayor de todos ellos es el Arthur Kill cerca de Nueva York, de 170 m de luz, y un gálibo de navegación de 41 m con el puente levantado; se terminó en 1959 y sustituyó a uno giratorio dos vanos de 76 m de luz.

PUENTE TRANSBORDADOR

Un puente transbordador consiste en una viga fija, situada a la altura requerida por el gálibo, de la que se cuelga una plataforma móvil, generalmente mediante cables, que transporta los vehículos de una orilla a la opuesta; con esta solución se puede llegar a luces análogas a los puentes colgantes porque no se plantean problemas en la estructura fija, diferentes a los de los puentes normales. Este tipo de puentes son más económicos que un puente convencional para un mismo gálibo para el tráfico marítimo.

Los puentes transbordadores han estado y estarán siempre unidos al nombre del ingeniero francés

Ferdinand Arnodin, porque fue el primero que patentó la idea, e intervino en la mayoría de los que se han construido. Sin embargo, realmente, quien inició este sistema fue el arquitecto español A. del

Palacio en el transbordado sobre la ría del Nervión en Portugalete, cerca de Bilbao.

El puente transbordador es una forma diferente al móvil de resolver el conflicto que plantean dos corrientes de tráfico incompatibles: un tráfico de vehículos entre dos orillas situadas a poca altura sobre el agua, y un tráfico de barcos en el río o ría a salvar, que requiere un gálibo de navegación de gran altura. La solución que se ha utilizado normalmente para resolver este problema es el puente móvil de cualquiera de los tipos ya estudiados, pero si la luz es muy grande esta solución puede resultar difícil o imposible de hacer, y por ello surgieron los transbordadores.

En todo el mundo se conservan 8 ejemplares de los 20 que se construyeron, 3 de ellos en Reino Unido, concretamente en (Newport, Middlesbrough y Warrington), dos en Alemania (entre Osten y Hemmoor y entre Osterrönfeld y Rendsburg), uno en Francia (Rochefort), el Puente Transbordador Nicolás Avellaneda en el barrio bonarense de La Boca y finalmente el puente de Vizcaya, entre Portugalete y Guecho. Este último, que data de 1893, y aún está en servicio, es el más antiguo del mundo y, desde 2006, Patrimonio de la humanidad de la UNESCO.

DESLIZANTES (DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL)

Un puente retractable, deslizante o de desplazamiento horizontal es un puente móvil con una calzada que se mueve en sentido horizontal. La calzada se retira en dirección longitudinal para dejar paso a los navíos. Este tipo de puentes pueden encontrarse en Suecia y Noruega. Un ejemplo es el Ultunabron al sur de Uppsala en Suecia. Recientemente se ha construido en el puerto de Cardiff un puente de este tipo con una luz entre apoyos de 30,5 m y una compensación de 14 m; el voladizo de 30,5 m que se produce

durante el movimiento, se equilibra con un relleno de hormigón alojado en las prolongaciones de las vigas laterales metálicas en cajón que soportan el puente. El movimiento se hace elevando el puente mediante gatos y trasladándolo sobre ruedas.

FLOTANTES

Se apoyan sobre flotadores que pueden tener diversos tamaños. Consisten fundamentalmente en un tablero apoyado sobre una serie de elementos flotantes que sirven para mantenerlo en una situación más o menos fija. Estos elementos flotantes son muy variados tales como barcas, pontones cerrados, etc. Los primeros puentes flotantes fueron de odres o barcas y datan del Siglo V antes de Cristo. Ya desde esta fecha a nuestros días se vienen utilizando este tipo de puentes flotantes en ríos profundos o donde resulta difícil cimentar.

3.2.4 SEGÚN EL TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL

PUENTES TIPO VIGA

Los puentes tipo viga son los más comunes. Estructuralmente, también son los más sencillos, se pueden dividir en:

- Puentes de tramos simplemente apoyados (una o varias luces simplemente apoyadas), pueden ser los de losa maciza o de losas y vigas. Su desventaja se encuentra en el mayor número de juntas y dispositivos de apoyo.
- Puentes isostáticos con voladizos, existen vigas Gerber con apoyo interno y vigas Gerber con apoyo externo. En general, tiene las mismas ventajas y desventajas de las vigas simplemente apoyadas. En la actualidad, este tipo de puentes se ha dejado de utilizar.
- Puentes de vigas continuas, este tipo de puentes constituyen estructuralmente la solución más eficiente. Un tipo especial de

estos puentes son los formados por vigas parcialmente continuas, está formado por vigas prefabricadas, que se colocan entre los apoyos y posteriormente integrarse con una losa vaciada en sitio.

PUENTES DE ESTRUCTURA APORTICADA

La principal característica de estos puentes es la unión rígida entre la superestructura y los pilares y/o estribos. Existen diversos esquemas de pórticos, entre los principales tipos tenemos:

- Pórtico con vigas conectoras
- Pórtico continuo
- Pórtico con vigas ligadas en voladizo
- Pórticos en T
- Puente acaballado simple
- Puente acaballado con tirantes
- Arco tri articulado tipo Maillart

PUENTES TIPO ARCO

En este caso la estructura principal es el arco. La característica principal del arco es que gracias a su forma transmite gran parte de las cargas en compresión. Debe tenerse en cuenta que los arcos más isostáticos son los más simples de analizar pero sus dimensiones resultan mayores. Además, debe considerarse que las articulaciones son por lo general costosas. En cambio los arcos empotrados suelen alcanzar luces mayores con el inconveniente de hacerse más críticos los efectos de contracción de fragua, variación térmica y deformaciones. Los principales tipos de arco son:

- Arco tri articulado
- Arco biarticulado
- Arco biarticulado con desplazamiento libre

- Arco empotrado

PUENTES RETICULADOS

La estructura principal de este tipo de puentes está conformada por dos reticulados planos paralelos. El reticulado está formado por el ensamblaje triangular de elementos rectos, que por lo general son estructuras metálicas.

PUENTES COLGANTES

Este tipo de estructura se utiliza para cubrir grandes luces. En el puente colgante la estructura principal la constituyen los cables curvos que soportan las cargas que transmiten las fuerzas a las torres y a los macizos de anclaje. Los cables sostienen el tablero por medio de tirantes llamados péndolas. Estructuralmente, un puente colgante es un “arco” invertido en el que la estructura principal (el cable) está sometida principalmente a tracción.

PUENTES ATIRANTADOS

Los puentes atirantados son una variedad de puente colgante. El esquema consiste de una viga colgada de tirantes que van directamente hacia las torres. Estos puentes son más rígidos y tienen menos problemas de inestabilidad aerodinámica.

3.3 PARTES QUE CONSTITUYEN UN PUENTE

En general, los puentes constan de las siguientes partes:

Barandal, es la estructura ubicada generalmente en los bordes más extremos de la cubierta de un puente, cuya función principal es proteger a vehículos y peatones.

Capa de rodamiento, es la capa superficial del puente que absorbe el desgaste producido por el paso de automóviles y peatones, y que a la vez protege al tablero. Puede ser revestido de asfalto o concreto.

Tablero, es la parte horizontal del puente, que recibe directamente y principalmente las cargas del tráfico por el paso de los vehículos.

Vigas longitudinales, son vigas que se encargan de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura y que siguen la dirección del tráfico del puente, soportan la losa o tablero principal.

Diafragmas, son los elementos transversales que unen lateralmente a las vigas longitudinales entre sí y contribuyen a rigidizar la superestructura, de tal manera, que ésta trabaje como un todo y controlan el pandeo lateral de las vigas longitudinales (principalmente vigas esbeltas y de gran peralte, de acero) y el alabeo; y en general, las distorsiones longitudinales y laterales u otras debidas a cargas dinámicas incidentes. Ayudan a reducir el efecto de concentración de esfuerzos a lo largo del centro de las vigas largueros así como el control de deflexiones o efectos locales localizados en cualquier punto alma o canto de largueros.

Apoyo, es el elemento que se coloca entre las vigas y la superficie sobre la que descansa el canto extremo de las losas y vigas, generalmente está integrado formando en el cabezal del estribo.

Estribos, son los soportes del puente, que se encuentran en los extremos del claro a vencer; generalmente, tienen función adicional de actuar como muros de retención.

Pilas, son los soportes intermedios de la superestructura de un puente, cuando este posee más de un claro al sobrepasar longitudes posibles de cumplir con un solo tramo.

Cimentaciones y obras de protección. Las obras de protección, pueden ser taludes, muros, emplantillados, que protegen de la erosión e impactos.

3.4 SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA ⁽²⁾

El tipo de estructura se selecciona con bases funcionales, económicas, estéticas y de servicio. En algunos casos, el tipo de estructura que se adopta depende de otras consideraciones, tales como los deseos del cliente, las preferencias del diseñador o algún precedente ya establecido; frecuentemente es necesario investigar varias estructuraciones diferentes y la selección final se hace después de que se ha avanzado bastante en varios diseños comparativos.

Al seleccionar un tipo de estructura surgen las siguientes preguntas: ¿Cuál es la naturaleza, magnitud, distribución y frecuencia de las fuerzas que transmitirá la estructura? ¿Cuál es el efecto sobre el comportamiento de la estructura de las variaciones de temperatura o de los hundimientos de la cimentación? Una vez seleccionada una estructura, ¿qué se puede hacer si el análisis descubre que algunos elementos están sobre esforzados? ¿Cuál es la mejor manera de remediar lo anterior: cambiar las dimensiones de los miembros o su distribución, o modificar completamente la estructura? ¿Cuál es el mejor método para construir un tipo dado de estructura, y qué efecto puede tener dicho método en la estructura seleccionada y en su diseño? Al contestar estas preguntas, el ingeniero de estructuras debe estar consciente de su papel creativo como diseñador, el cual frecuentemente comparte con sus colaboradores en el trabajo, o sea el arquitecto, el fabricante y el contratista.

(2) BRESELER LIN, SCALZI, Diseño de estructuras de acero, Editorial Limusa, novena edición, 1997, Pág. 26

3.5 CARGAS DE SERVICIO

3.5.1 CARGA MUERTA ⁽³⁾

La carga muerta sobre un puente puede dividirse en dos partes: la correspondiente al piso y la correspondiente a la estructura principal en sí. El peso del piso de un puente se puede determinar mediante un diseño preliminar del mismo, pudiéndose entonces utilizar ese peso en los cálculos de las cargas que actuarán sobre la estructura principal.

Para un puente de camino, el sistema del piso puede consistir en una losa de concreto con una superficie de desgaste, de asfalto o de concreto. El peso de la estructura principal en sí debe estimarse antes de diseñar o analizar la estructura. La importancia de una estimación correcta aumenta con la longitud del claro del puente.

MATERIAL	γ (kN/m ³)	(kgf/m ³)
Agua dulce	9,8	(1000)
Agua salada	10,0	(1020)
Acero	76,9	(7850)
Aluminio	27,4	(2800)
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	15,7	(1600)
Arena, tierra o grava compactas	18,9	(1900)
Asfalto, Macadam	22,0	(2200)
Concreto ligero	17,4	(1740)
Concreto normal	23,5	(2400)
Concreto Armado	25,0	(2500)
Hierro forjado	70,6	(7200)
Balasto	22,0	(2250)
Madera	10,0	(1020)
Mampostería de piedra	26,6	(2700)
Rieles y accesorios (por metro lineal de vía férrea)	3 kN/m	300kgf/m

Tabla 3.5.1 Densidades de Materiales de Construcción. ⁽⁴⁾

(3) BRESELER LIN, SCALZI, Diseño de estructuras de acero, Editorial Limusa, 9^{na} edición, 1997, Pág. 705-706

(4) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 55

3.5.2 CARGA VIVA

3.5.2.1 CARGAS VIVAS DE DISEÑO ⁽⁵⁾

Es aquella que se utiliza para el diseño estructural. En vista del amplio espectro de tipos de vehículos que pueden actuar sobre un puente de carretera, lo que se hace es utilizar un sistema hipotético de cargas y no un sólo camión de diseño. Con dicho sistema de cargas, debe ser posible simular las condiciones más desfavorables que causan los vehículos reales normales.

En esta sección nos referimos únicamente a la parte básica de la carga viva, es decir la componente vertical estática que transmiten los vehículos al puente. La amplificación dinámica y demás efectos derivados por la naturaleza móvil de la carga viva, son tratados más adelante.

3.5.2.1.1 CAMIÓN DE DISEÑO ⁽⁶⁾

Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la (Figura. 2), la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4,30 m y 9,00 m, resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 3.5.2.1.5.

(5) TESIS, Apoyo didáctico en la enseñanza-aprendizaje de la Asignatura de Puentes, 2004, Pág. 128

(6) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 52

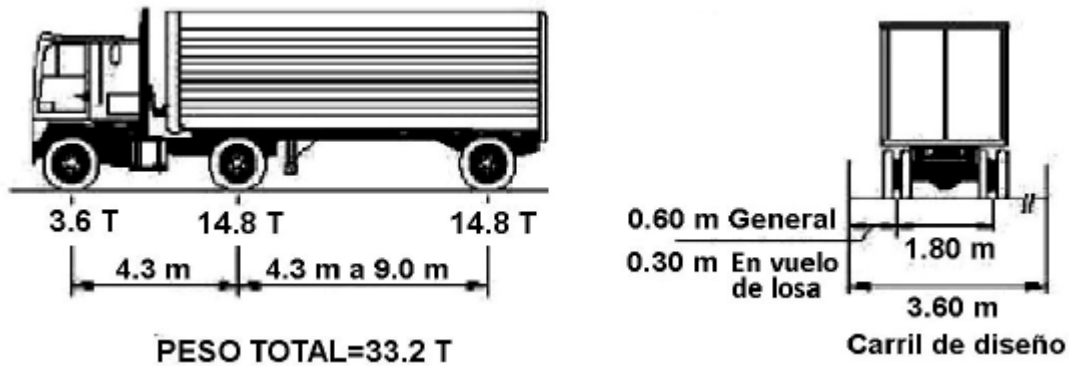


FIGURA N° 2 ⁽⁷⁾ Cargas de camión HL-93

3.5.2.1.2 TANDEM DE DISEÑO ⁽⁸⁾

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN (11,2 t), espaciados a 1,20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1,80 m. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 3.5.2.1.5.

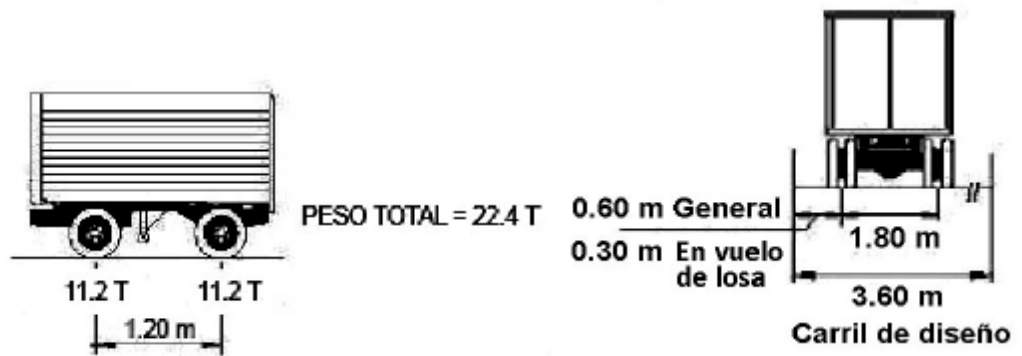


FIGURA N° 3 ⁽⁹⁾ Cargas del tándem de diseño

(7) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. II-1

(8) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 52

(9) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. II-2

3.5.2.1.3 SOBRECARGA DISTRIBUIDA ⁽¹⁰⁾

Se considerará una sobrecarga de 9,3 kN/m (960 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3,00 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

Notas: ⁽¹¹⁾

a) La sobrecarga vehicular de diseño es considerada como una combinación de: Camión de diseño o tándem de diseño + Carga de carril de diseño.

b) Para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

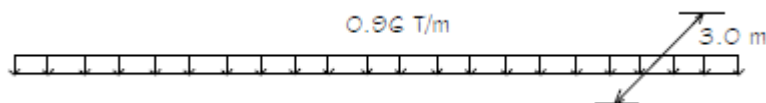


FIGURA N° 4 ⁽¹²⁾ Carga de carril

(10) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 53

(11) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. II-2

(12) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. II-2

3.5.2.1.4 PRESENCIA MULTIPLE POR SOBRECARGA ⁽¹³⁾

Los efectos máximos de las cargas vivas serán determinados considerando todas las posibles combinaciones de número de vías cargadas, multiplicando en cada caso las cargas por los factores indicados en la tabla siguiente.

Número de Vías Cargadas	Factor
1	1,20
2	1,00
3	0,85
4 ó más	0,65

Tabla 3.5.2.1.4 Factor de Presencia Múltiple.

3.5.2.1.5 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA ⁽¹⁴⁾

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

Componente	Porcentaje
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

Tabla 3.5.2.1.5 Incremento Por Carga Dinámica.

Nota: No se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño.

(13) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 53

(14) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. II-2, II-3

3.5.2.1.6 FUERZA DE FRENADO Y ACELERACIÓN ⁽¹⁵⁾

Se toma como el mayor valor de:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión o tándem de diseño
- 5 por ciento del camión o tándem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

3.5.2.1.7 FUERZA SÍSMICA ⁽¹⁶⁾

Las fuerzas sísmicas serán evaluadas por cualquier procedimiento racional de análisis que tenga en cuenta las características de rigidez y de ductilidad, las masas y la disipación de energía de la estructura.

Se supondrá que las acciones sísmicas horizontales actúan en cualquier dirección. Cuando sólo se realice el análisis en dos direcciones ortogonales, los efectos máximos en cada elemento serán estimados como la suma de los valores absolutos obtenidos para el 100% de la fuerza sísmica en una dirección y 30% de la fuerza sísmica en dirección perpendicular.

(15) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. II-3

(16) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 62

3.5.2.1.7.1 COEFICIENTE DE ACELERACIÓN (A) ⁽¹⁷⁾

El coeficiente de aceleración “A” para ser usado en la aplicación de estas disposiciones deberá ser determinado del mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.

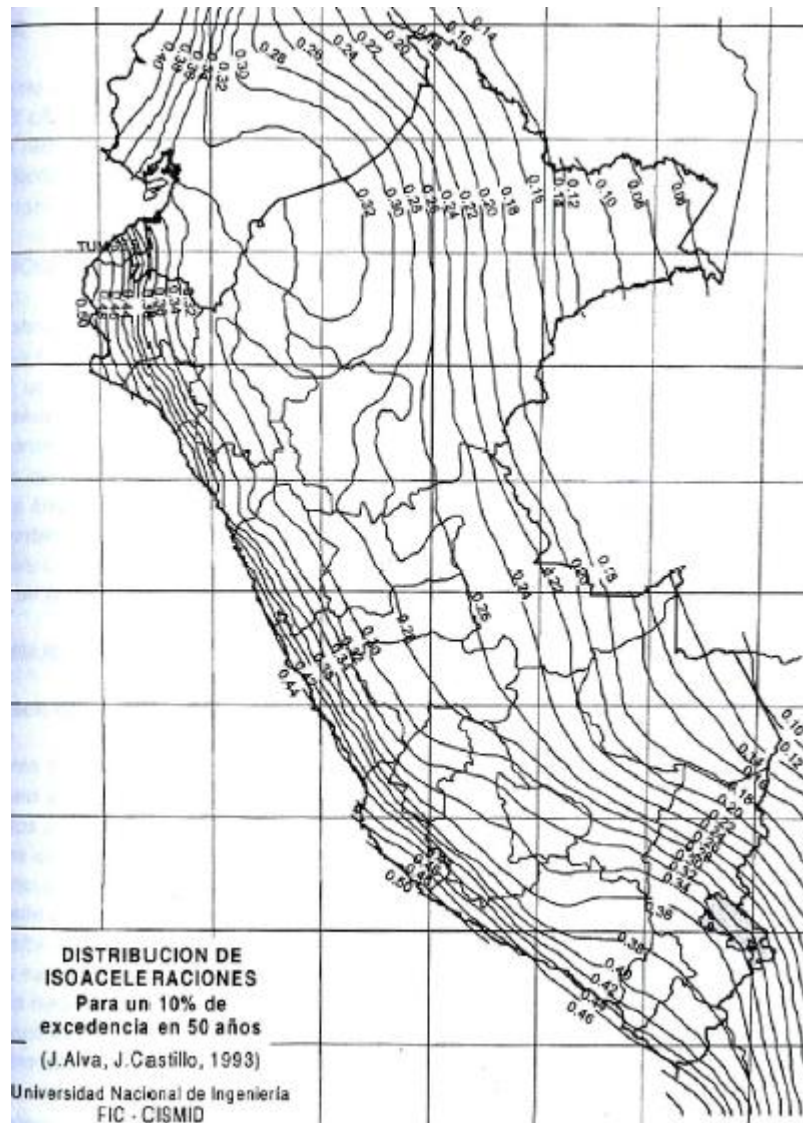


FIGURA Nº 5 ⁽¹⁸⁾ Mapa de distribución de Isoaceleraciones

(17) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 62

(18) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. II--9

3.5.2.1.7.2 CATEGORIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ⁽¹⁹⁾

Para efectos de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como para determinar los coeficientes de modificación de la respuesta en distintos casos, los puentes se clasificarán en tres categorías de importancia:

- Puentes críticos.
- Puentes esenciales
- Otros puentes

Los puentes esenciales son aquellos que como mínimo deberán quedar en condiciones operativas después de la ocurrencia de un sismo con las características de diseño, a fin de permitir el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa. Sin embargo algunos puentes deberán permanecer operativos luego de la ocurrencia de un gran sismo, que supere al sismo de diseño, y permitir en forma inmediata el paso de vehículos de emergencia, y de seguridad o defensa. Estos deberán ser considerados como puentes críticos.

3.5.2.1.7.3 ZONAS DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO ⁽²⁰⁾

<i>Coeficiente de Aceleración</i>	<i>Zona Sísmica</i>
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

Tabla 3.5.2.7.3 Zona de Comportamiento Sísmico.

(19) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 62

(20) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 63

3.5.2.1.7.4 CONDICIONES LOCALES ⁽²¹⁾

<i>Coficiente de sitio</i>	<i>Tipo de Perfil de Suelo</i>			
	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
S	1.0	1.2	1.5	2.0

Tabla 3.5.2.1.7.4 Coeficiente del Suelo.

Suelo Perfil Tipo I

Roca de cualquier característica, o arcilla esquistosa o cristalizada en estado natural. Condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es menor a 60 m y los tipos de suelos sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

Suelo Perfil Tipo II

Es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura del suelo excede los 60 m, y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

Suelo Perfil Tipo III

Es un perfil con arcillas blandas a medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9 m o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena u otros suelos cohesivos.

Suelo Perfil Tipo IV

Es un perfil con arcillas blandas o limos cuya profundidad es mayor a los 12 m.

(21) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. II--10

(22) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 63

En sitios donde las propiedades del suelo no son conocidas en detalle suficiente para determinar el tipo de perfil de suelo o donde la clasificación propuesta no corresponde a alguno de los cuatro tipos, el coeficiente de sitio para Suelos Tipo II deberá ser usado. ⁽²³⁾

3.5.2.1.7.5 COEFICIENTE DE RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICA

Al menos sea especificado de otra manera, el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sn} para el “n-ésimo” modo de vibración, deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 1.2 AS / T_n^{2/3} \leq 2.5 A$$

Dónde:

T_n = periodo de vibración del “n-ésimo” modo (s)

A = coeficiente de aceleración especificada en el capítulo 3.5.2.1.7.1

S = coeficiente de sitio especificado en el capítulo 3.5.2.1.7.4

Para puentes sobre perfiles de suelo tipo III o IV y en áreas donde el coeficiente A es mayor o igual a 0.30, C_{sn} debe ser menor o igual a 2.0A.

Para suelos tipo III y IV, y para otros modos distintos al modo fundamental el cual tenga periodos menores a 0.3s, C_{sn} deberá tomarse como:

$$C_{sn} = A (0.8 + 4.0 T_n)$$

(23) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 64-65

Sí el periodo de vibración para cualquier modo excede 4.0 s, el valor de C_{sn} para ese modo deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 3 A S T_n^{0.75}$$

3.5.2.1.7.6 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA ⁽²⁴⁾

Las fuerzas de diseño sísmico para sub-estructuras y las conexiones entre las partes de la estructura, se determinarán dividiendo las fuerzas resultantes de un análisis elástico por el factor de modificación de respuesta R apropiado. Si un método de análisis tiempo-historia inelástico es usado, el factor de modificación de respuesta R será tomado como 1.0 para toda la sub-estructura y conexiones.

SUB-ESTRUCTURA	IMPORTANCIA		
	CRITICA	ESENCIAL	OTROS
<i>Pilar tipo placa de gran dimensión</i>	1.5	1.5	2.0
<i>Pilotes de concreto armado</i>			
• <i>Sólo pilotes verticales</i>	1.5	2.0	3.0
• <i>Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados</i>	1.5	1.5	2.0
<i>Columnas individuales</i>	1.5	2.0	3.0
<i>Pilotes de acero o acero compuesto con concreto</i>			
• <i>Sólo pilotes verticales</i>	1.5	3.5	5.0
• <i>Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados</i>	1.5	2.0	3.0
<i>Columnas múltiples</i>	1.5	3.5	5.0

Tabla 3.5.2.7.6.1 Factores De Modificación De Respuesta R–Subestructuras.

(25)

(24) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. II--11

(25) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 66

<i>CONEXIONES</i>	<i>PARA TODAS LAS CATEGORIAS DE IMPORTANCIA</i>
<i>Superestructura a estribo</i>	<i>0.8</i>
<i>Juntas de expansión dentro de la superestructura</i>	<i>0.8</i>
<i>Columnas, pilares o pilotes a las vigas cabezal o superestructura</i>	<i>1.0</i>
<i>Columnas o pilares a la cimentación</i>	<i>1.0</i>

Tabla 3.5.2.7.6.2 Factores De Modificación De Respuesta R–Conexiones.⁽²⁶⁾

3.5.2.2 NUMERO DE VIAS ⁽²⁷⁾

Para efectos de diseño, el número de vías será igual a la parte entera de $w/3,60$ donde w es el ancho libre de la calzada, en metros, medido entre bordes de sardineles o barreras. El ancho de cada vía se supondrá igual a 3,60 m, excepto para anchos de calzada entre 6,00 m y 7,20 m, en que se considerará al puente como de dos vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.

(26) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. II--11

(27) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 66

3.6 COMBINACIÓN DE CARGAS ⁽²⁸⁾

Debido a que todas las cargas no actúan simultáneamente, las normas de AASHTO especifican varias combinaciones de cargas y fuerzas a las cuales debe estar sujeta la estructura. A continuación presentamos la notación para las diferentes cargas:

Cargas permanentes:

- DD = Fuerza de arrastre hacia abajo.
- DC = Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.
- DW = Carga muerta de superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.
- EH = Presión de tierra horizontal.
- ES = Carga superficial en el terreno.
- EV = Presión vertical del relleno.

Cargas transitorias:

- BR = Fuerza de frenado.
- CE = Fuerza centrífuga vehicular.
- CR = "Creep" del concreto.
- CT = Fuerza de choque vehicular.
- CV = Fuerza de choque de barcos.
- EQ = Sismo.
- FR = Fricción.
- IC = Carga del hielo.
- IM = Impacto.
- LL = Carga viva vehicular.
- LS = Carga viva superficial.
- PL = Carga viva peatonal.

(28) MTC, Manual de Diseño de Puentes, 2003, Pág. 67-70

- SE = Asentamiento.
- SH = Contracción.
- TG = Gradiente de temperatura.
- TU = Temperatura uniforme.
- WA = Carga de agua y presión del flujo.
- WL = Carga de viento sobre la carga viva.
- WS = Carga de viento sobre la estructura.

La carga total factorizada será:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Dónde:

n = Factor de resistencia que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.

q_i = Carga especificada.

γ_i = Factores de carga especificados en las tablas 3.6.1 y 3.6.2.

Esta ecuación tendrá que ser cumplida por los estados límites siguientes:

RESISTENCIA I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.

RESISTENCIA II: Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseños especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.

RESISTENCIA III: Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor a 90 Km/h.

RESISTENCIA IV: Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.

RESISTENCIA V: Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 Km/h.

EVENTO EXTREMO I: Combinación de carga incluyendo sismo.

EVENTO EXTREMO II: Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.

SERVICIO I: Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada con el control de las deflexiones.

SERVICIO II: Combinación de carga considerado para controlar la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento de las secciones críticas, debidas a la carga viva vehicular.

SERVICIO III: Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.

FATIGA: Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

Los factores de carga, para varias cargas que se consideren en una combinación de carga de diseño, serán tomados como los especificados en la Tabla 3.6.1. Los factores de carga para cargas permanentes serán tomados de la Tabla 3.6.2. Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación de carga, serán investigados los máximos positivos y negativos.

En las combinaciones de cargas donde el efecto de una fuerza reduce el efecto de otra, se aplicará el mínimo valor de la fuerza reductora. Cuando la carga permanente incrementa la estabilidad o la capacidad de carga de algún componente o todo el puente, se evaluará la posibilidad de una combinación de carga con el mínimo valor de tal carga permanente.

Para la evaluación de la estabilidad global de los taludes con o sin estructuras de cimentación, serán usados los factores máximos. El factor de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG} , y asentamiento, γ_{SE} , será determinado para cada proyecto específico.

El factor de carga para carga viva en la combinación de carga del Evento Extremo I (sismo), será determinado para el proyecto específico.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I	γ_p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA III	γ_p		1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5		1.00			1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}					
FATIGA - Solamente LL,IM y CE		0.75												

Tabla 3.6.1 Combinaciones de Carga y Factores de Carga.

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC : Componentes y Auxiliares	1.25	0.90
DD : Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45
DW : Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH : Presión horizontal de tierra		
* Activa	1.50	0.90
* En reposo.	1.35	0.90
EV : Presión vertical de tierra		
* Estabilidad global	1.35	N/A
* Estructuras de Retención	1.35	1.00
* Estructuras Rígidas Empotradas	1.30	0.90
* Pórticos Rígidos	1.35	0.90
* Estructuras Flexibles empotradas excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
* Alcantarillas Metálicas	1.50	0.90
ES : Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Tabla 3.6.2 Factores de Carga para Cargas Permanentes γ_p .

3.7 ESTADOS LÍMITES ⁽²⁹⁾

Todos los componentes y conexiones deberán satisfacer la siguiente ecuación para cada estado límite a menos que se especifique otra cosa.

$$n \sum \gamma_i q_i \leq \phi R_n = R_r$$

γ_i = Factor de carga (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a los efectos de fuerza).

ϕ = Factor de Resistencia (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a los valores de resistencia nominal).

Para lo cual: $n = n_D n_R n_I > 0.95$

n = Factor de resistencia que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.

(29) ING. ELSA CARRERA CABRERA, Aplicación del manual de diseño de puentes en tramos simplemente apoyados de concreto armado, Pdf, diapositiva 12-14

nD = Factor de ductilidad.

nR = Factor de Redundancia.

nI = Factor de importancia operativa.

qi = Efectos de fuerza.

Rn = Resistencia nominal.

Rr = Resistencia factorizada.

El factor de resistencia $\phi = 1.0$ se asigna a todos los estados límites menos al estado límite de resistencia.

3.7.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio da experiencia relacionada a provisiones, las cuales no siempre pueden ser derivadas solamente de resistencia o condiciones estadísticas.

3.7.2 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número especificado de ciclos correspondiente a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material.

3.7.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Bajo este estado límite podría ocurrir daño estructural y frecuentemente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga. De acuerdo a las especificaciones AASHTO, a menos que otros estos límites sean especificados, los factores de resistencia ϕ serán los siguientes:

- Flexión y tracción de concreto reforzado 0.90
- Flexión y tracción de concreto pre esforzado 1.00
- Corte y torsión:
 - Concreto de densidad normal 0.90
 - Concreto de baja densidad 0.70
- Compresión axial con espirales y estribos excepto en las zonas sísmicas 3 y 4 en el estado límite de eventos extremos 0.75
- Aplastamiento del concreto 0.70
- Compresión de modelos reticulado 0.70
- Compresión en zonas de anclajes:
 - Concreto de densidad normal 0.80
 - Concreto de baja densidad 0.65
- Tracción en el acero en zonas de anclaje 1.00

3.7.4 ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

El estado límite de evento extremo será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural del puente durante un sismo importante o durante inundaciones o choques, ocurridos posiblemente en condiciones muy especiales.

3.7.5 DUCTILIDAD

El sistema estructural del puente será proporcionado de tal forma que asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.

Las estructuras de concreto en las cuales la resistencia de una conexión es mayor que 1.3 veces el efecto de la fuerza máxima impuesta sobre la conexión por la acción inelástica de los componentes adyacentes puede suponerse que los requerimientos de ductilidad están satisfechos.

Los valores n_D para el estado límite de resistencia:

- $n_D = 1.05$ para componentes y secciones no dúctiles.
- $n_D = 0.95$ para componentes dúctiles.

Los valores n_D para los demás estados límite:

- $n_D = 1.0$

3.7.6 REDUNDANCIA

Aquellos elementos cuya falla causaría el colapso del puente serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será no redundante. Alternativamente, los miembros con falla crítica en tensión pueden ser diseñados en fractura crítica. Los elementos cuya falla no se espera que produzcan el colapso del puente no se diseñarán en falla crítica y el sistema estructural asociado será redundante.

Los valores n_R para el estado límite de resistencia:

- $n_R = 1.05$ para componentes y secciones no redundantes.
- $n_R = 0.95$ para componentes redundantes.

Los valores nR para los demás estados límite:

- $nR = 1.0$

3.7.6 REDUNDANCIA

Este artículo sólo aplica a los estados límites de Resistencia y Evento Extremo. El propietario puede declarar si un puente o un componente tienen importancia operativa. En todos los casos nI estará comprendido entre los valores de 1.05 y 0.95, en función de su importancia.

3.8 DISEÑO DEL PUENTE

3.8.1 DISEÑO DEL TABLERO

A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm. (LRFD Arto. 9.7.1.1)

El mínimo recubrimiento de hormigón deberá satisfacer los requisitos del LRFD Artículo 5.12.3.

Para considerar que las vigas principales actúan de forma compuesta con la losa, los conectores de corte se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del LRFD Sección 5 en el caso de vigas metálicas. (LRFD Arto. 9.7.1.2)

3.8.1.1 PERALTE MÍNIMO

Para poder comenzar con el diseño del tablero, necesitamos conocer el peralte de este, la ASSTHO LRF 2004 nos da un cuadro por el cual según el material que se utilizará, el tipo del puente y si es de tramo simple o continuo se obtiene una serie de ecuaciones con la cual se hallará el peralte mínimo que se usará.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Tabla 3.8.1.1.1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

3.8.1.2 MÉTODO DE FRANJAS EQUIVALENTES PARA EL DISEÑO DE TABLEROS ⁽³⁰⁾

Un método aproximado de análisis para tableros, en el cual el tablero se subdivide en franjas perpendiculares a los apoyos es considerado aceptable. Donde el método de franjas es usado, el momento positivo mayor de cualquier panel de tablero entre vigas será el que se considere en todas las regiones de momento positivo.

Similarmente el momento negativo mayor será tomado en todas las regiones de momento negativo.

(30) MTC, Manual de Diseño de Puentes, Pág. 91- 92.

3.8.1.2.1 MÉTODO DE FRANJAS EQUIVALENTES INTERIORES PARA TABLEROS CON ARMADURA PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO.

El ancho de franja equivalente de un tablero puede ser tomado como se especifica en la tabla 1. Donde la dirección principal del tablero es paralela al tráfico, las franjas que soportan una carga por eje no será más grande que 1 m para emparrillados abiertos y para los demás tableros no será más de 3.6 m donde múltiples carriles cargados están siendo investigados. Las franjas equivalentes para tableros cuya dirección principal es perpendicular al tráfico no están sujetas a límites de ancho. La siguiente notación es aplicada en la tabla 1:

- S = Espaciamiento de componentes de apoyo (mm)
- h = Espesor del tablero (mm)
- L = Luz del Tablero (mm)
- P = Carga por eje (N)
- S_b = Espaciamiento de las barras de emparrillado (mm)
- M_+ = Momento positivo
- M_- = Momento negativo
- X = Distancia desde la aplicación de la carga al punto de apoyo (mm)

Para el diseño se considerará una viga de borde cuyo ancho será tomado como un ancho de franja reducido más la componente de línea donde esto exista. Se supondrá que las vigas de borde soportarán una línea de ruedas y donde sea apropiada una porción tributaria de la carga repartida.

Tipo de Tablero	Dirección de franja principal relativa a la dirección de tráfico	Ancho de franjas principales (mm)
Concreto: <ul style="list-style-type: none"> Colocado en el lugar Colocado en el lugar con permanencia del encofrado Prefabricado, preesforzado. 	Cantilever Paralelo o Perpendicular Paralelo o Perpendicular Paralelo o Perpendicular	$1140 + 0.833 X$ $+M: 660 + 0.55S$ $-M: 1220 + 0.25S$ $+M: 660 + 0.55S$ $-M: 1220 + 0.25S$ $+M: 660 + 0.55S$ $-M: 1220 + 0.25S$
Acero: <ul style="list-style-type: none"> Emparrillado abierto Emparrillado lleno o parcialmente lleno Emparrillado compuesto, no lleno 	Barras principales Barras principales Barras principales	$0.007P + 4.0 S_b$ Aplicar (Art 2.6.4.2.1.8) (AASHTO 9.8.2.4)
Madera : <ul style="list-style-type: none"> Prefabricado colado <ul style="list-style-type: none"> No interconectado Interconectado Laminados por presión Laminados por clavos o pernos <ul style="list-style-type: none"> Tableros continuos o paneles interconectado. Paneles no Interconectados. Tablones o Entarimado 	Paralelo Perpendicular Paralelo Perpendicular Paralelo Perpendicular Paralelo Perpendicular Paralelo Perpendicular	$2.0 h + 760$ $2.0 h + 1020$ $2280 + 0.07L$ $4.0 h + 760$ $0.066S + 2740$ $0.84 S + 610$ $2.0 h + 760$ $4.0 h + 1020$ $2.0 h + 760$ $2.0 h + 1020$ Ancho de tablones

Tabla 3.8.1.2.1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

3.8.1.2.2 MÉTODO DE FRANJAS EQUIVALENTES PARA TABLEROS CON ARMADURA PRINCIPAL LONGITUDINAL AL TRÁFICO. ⁽³¹⁾

El ancho equivalente de las fajas longitudinales tanto para corte como para momento con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, incluyendo el efecto de presencia múltiple, es:

(31) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. III – 4 y III -5

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1}$$

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con más de un carril cargado, es:

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L}$$

Donde:

- E = ancho equivalente (mm).
- L1 = menor valor (mm) entre longitud real y 18m.
- W1 = menor valor (mm) entre ancho real y 18m para carga en múltiples carriles ó 9m para carga en un solo carril.
- W = ancho físico entre los bordes del puente (mm).
- NL = número de carriles de diseño.

Para obtener la carga por unidad de ancho de la faja equivalente, se divide la carga total en un único carril de diseño por el ancho de faja calculado.

3.8.1.3 ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN ⁽³²⁾

En la parte inferior de las losas se dispondrá armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

(32) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. III - 14

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde:

S= longitud de tramo efectiva (mm). Distancia entre cara y cara, para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas. Para losas apoyadas sobre vigas de concreto o metálicas: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.

3.8.1.4 ARMADURA DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

3.8.1.4.1 PARA COMPONENTES DE ESPESOR MENOR QUE 1.20M

$$A_{st} = 0.75 * \frac{A_g}{f_y}$$

Dónde:

- A_g = área bruta de la sección (mm²)
- f_y = tensión de fluencia de las barras de armadura (MPa)

El acero se distribuirá uniformemente en ambas caras; sin embargo, en elementos de 0.15m de espesor o menos, se puede colocar en una sola capa.

La separación de la armadura no será mayor que 3 veces el espesor del componente ó 0.45m

En zapatas y tabiques macizos de hormigón estructural, la separación de la armadura no será mayor de 0.30m en cada dirección en todas las caras y no es necesario sea mayor que $0.0015A_g$

3.8.1.4.2 PARA COMPONENTES DE ESPESOR MAYOR QUE 1.20M

$$\sum A_{st} \geq \frac{s(2d_o + d_b)}{100}$$

Donde:

- A_b = Mínima área de las barras (mm²)
- s = Separación de las barras (mm)
- d_o = Profundidad del recubrimiento medida desde la fibra extrema hasta el centro de la barra más próximo a la misma (mm)
- d_b = diámetro de la barra (mm)

No es necesario que $(2d_o + d_b)$ sea mayor que 0.075m.

3.8.1.5 LIMITES PARA REFUERZO DE LA ARMADURA ⁽³³⁾

3.8.1.5.1 LIMITES PARA REFUERZO MÁXIMO DE LA ARMADURA

La cantidad máxima de refuerzo pretensado y no pretensado será tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Si dicha ecuación no es satisfecha, la sección será considerada sobre-reforzada.

Donde:

- c = Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

(33) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. III – 16

- d_e = Profundidad efectiva correspondiente desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tensión en el refuerzo a tensión

3.8.1.5.2 LÍMITES PARA REFUERZO MÍNIMO DE LA ARMADURA

La cantidad de refuerzo de pretensado y no pretensado será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada M_u superior o igual al menor valor de:

- $1.2 * \frac{F_r * I_x}{Y_t} = M_{umín}$
- $1.33 * M_u = M_{umín}$

3.8.1.6 SEPARACIÓN DE LAS BARRAS DE ARMADURA ⁽³⁴⁾

3.8.1.6.1 SEPARACIÓN MÍNIMA

Para el hormigón colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que 1.5 veces el diámetro nominal de las barras, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o 3.8 cm. Para el hormigón prefabricado en planta bajo condiciones controladas, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que el diámetro nominal de las barras, 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso o 2.5 cm

Múltiples capas de Armadura: Excepto en los tableros en los cuales se coloca armadura paralela en dos o más capas, las barras de las capas superiores se deberán ubicar directamente sobre las de la capa inferior, y la distancia libre entre capas deberá ser mayor o igual que 2.5 cm o el diámetro nominal de las barras.

(34) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. III – 22

Paquetes de Barras: El número de barras paralelas dispuestas en un paquete de manera que actúen como una unidad no deberá ser mayor que cuatro, excepto que en los elementos flexionados en ningún paquete el número de barras mayores que N^a 36 deberá ser mayor que dos.

Los paquetes de barras deberán estar encerrados por estribos o zunchos.

Cada una de las barras individuales de un paquete que se interrumpe dentro de un tramo deberá terminar en secciones diferentes, separadas como mínimo 40 diámetros de barra. Si las limitaciones de separación entre barras se basan en el tamaño de las barras, un paquete de barras se deberá tratar como una barra individual cuyo diámetro se obtiene a partir de la sección equivalente total.

3.8.1.6.2 SEPARACIÓN MÁXIMA

La separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que 1.5 veces el espesor del elemento ó 45 cm.

3.8.1.7 CONECTORES DE CORTE ⁽³⁵⁾

Antes de proseguir se insistirá en la explicación de la "acción compuesta" que se espera en este tipo de construcción y el llamado ancho efectivo.

En la Fig. 6.a se observa el comportamiento de una sección no compuesta. Se aprecia que la losa, actuando independientemente de la viga de acero, tiene su propia capacidad de tomar momento, lo mismo que el perfil de acero; cada uno de los materiales tiene su propio eje neutro. Hay deslizamiento en la superficie de contacto.

(35) ZAPATA BAGLIETTO,LUIS, Diseño Estructural de Acero, 2011, Pág. 10 – 1

En cambio en Fig. 6.b, la sección desarrolla la llamada acción compuesta. Como no hay deslizamiento entre ambos materiales se consigue que haya un sólo eje neutro y el diagrama especial de esfuerzos que se aprecia. En otras palabras, la tracción T y compresión C que representan al momento resistente tienen un brazo de palanca amplio y de allí las siguientes ventajas:

- Reducción en el peso de la viga de acero.
- Vigas de acero de menor peralte.
- Mayor rigidez en el piso.
- Se puede desarrollar un claro mayor para un mismo perfil.

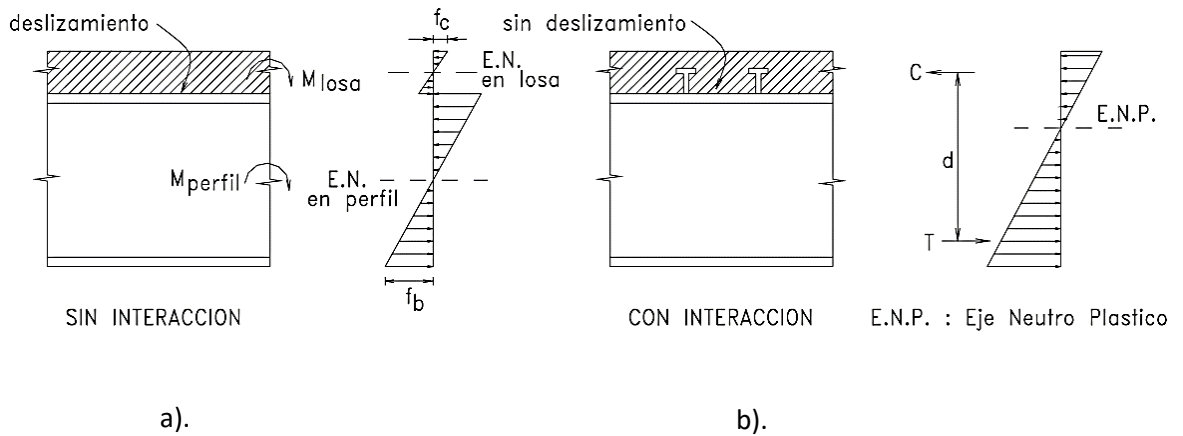


FIGURA 6: Losa compuesta a). Sin conectores y b). Con conectores de corte

Hay, en la construcción compuesta en general, una desventaja en las vigas continuas en la zona de momentos negativos, donde la tracción ocurre en la parte superior. En este caso, la losa rajada por la tracción no participa en la rigidez de la viga; sin embargo, en lo que se refiere a la resistencia, se puede resistir la tracción en la parte superior, con barras de acero corrugadas embebidas en el concreto tal como en el caso de concreto armado. Es práctica común no hacer

distingo en el momento de inercia entre las zonas de momento positivo y la de momentos negativos, suponiéndose una sección de momento de inercia constante a lo largo de toda la viga.

3.8.1.7.1 ANCHO EFECTIVO COLABORANTE EN LA CONSTRUCCION COMPUESTA

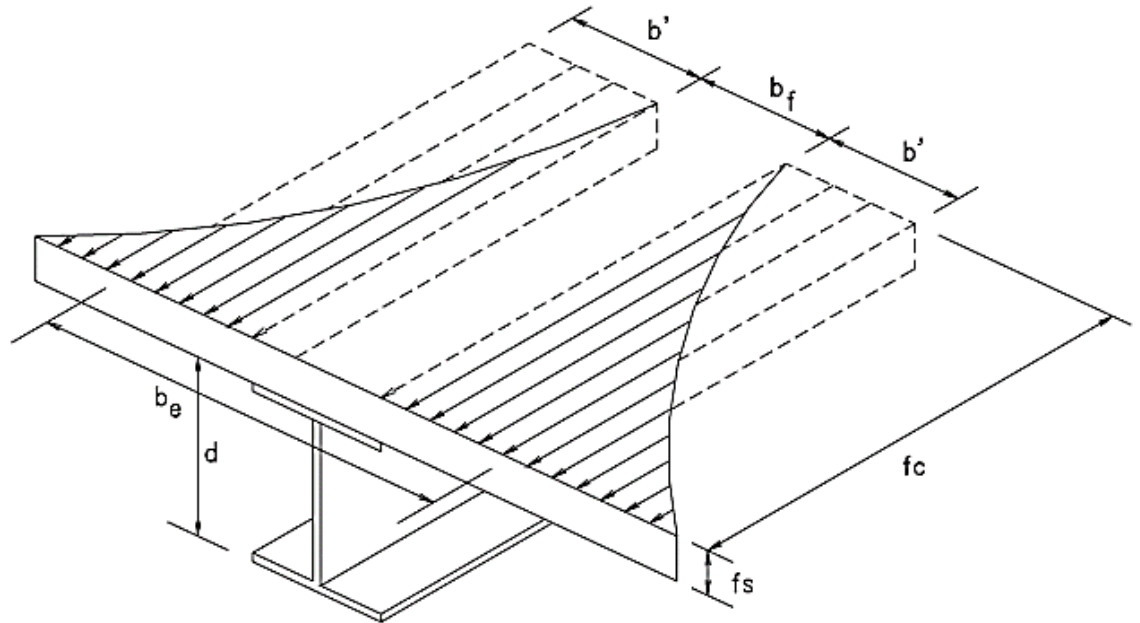


FIGURA 7: Ancho efectivo de una sección compuesta

El concepto de "ancho efectivo" es útil para aquellos casos en que se desea conocer la resistencia de una sección donde la distribución de esfuerzos no es uniforme como se aprecia en la figura anterior. Lo que se hace es suponer un ancho colaborante, con el mayor esfuerzo f_c constante, para igualar la resistencia que se encierra dentro de la verdadera curva de esfuerzos. El ancho efectivo para el ala en compresión de una viga compuesta es:

$b_e = b_f + 2b'$, donde dos veces $f_c \times b' \times t_s$ es igual a la resistencia mencionada anteriormente.

Las Especificaciones AISC-LRFD dan las expresiones prácticas para determinar el ancho efectivo b_e :

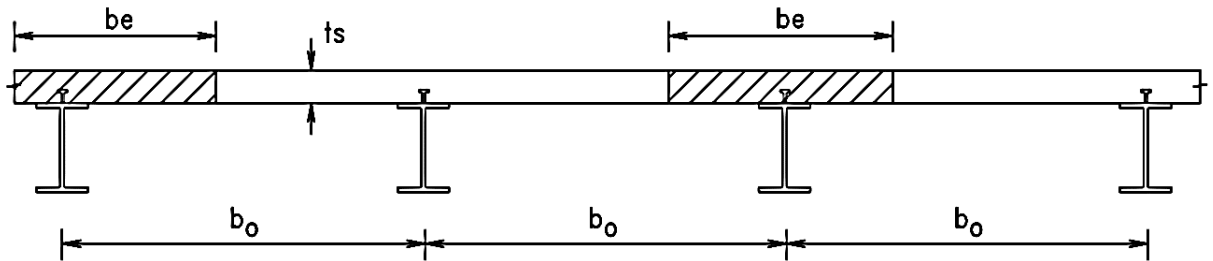


FIGURA 8: Ancho efectivo de una sección compuesta según LRFD

a) Para una viga interior:

$$b_e \leq L/4 \text{ o } b_e \leq b_o, \text{ el menor} \quad (3.8.1.7.1-1)$$

Donde:

- L = luz o claro
- b_o = espaciamiento entre las vigas

b) Para una viga exterior:

$$b_e \leq L/8 \text{ o } b_e \leq 0.5 b_o, \text{ el menor} \quad (3.8.1.7.1-2)$$

3.8.1.7.2 MOMENTO NOMINAL RESISTENTE DE UNA SECCION COMPUESTA

La resistencia nominal de una sección compuesta que tenga su losa en compresión (momento positivo) depende de:

- Esfuerzo de fluencia del perfil de acero, F_y
- Las relaciones ancho-espesor de los elementos constituyentes de la sección de acero.
- La resistencia del concreto, f'_c

- La resistencia de los conectores para transferir el esfuerzo de corte en la superficie de contacto entre la losa y el ala superior del perfil, ΣQ_n .

Es posible determinar la resistencia nominal de una sección compuesta, M_n , cuya losa de concreto se encuentra en compresión, es decir con momento positivo, pero tomando en cuenta dos categorías que, según LRFD-13.2, dependen de la relación h_c/t_w , para evitar la posibilidad del pandeo local del alma del perfil en compresión, así:

A. Cuando $h_c/t_w \leq 640/F_y$: (donde F_y está en ksi):

M_n se obtiene por la distribución de esfuerzos plásticos en la sección. En este caso se puede llegar hasta F_y en el alma.

- $\phi_b = 0.85$; M_n shall be determined from the plastic stress distribution on the composite section.

B. Cuando $h_c/t_w \geq 640/F_y$: (donde F_y está en ksi):

M_n se obtiene por distribución elástica de esfuerzos en la sección, considerando la superposición de esfuerzos. Se limitan los esfuerzos en el alma para evitar pandeo local.

- $\phi_b = 0.90$; M_n shall be determined from the superposition of elastic stresses, considering the effects of shoring.

En esta tesis se tratará la primera categoría (A), es decir de aquellas secciones que cumplen la relación $h_c/t_w \leq 640/F_y$, como es nuestro caso.

El momento nominal, M_n , se encontrará aceptando una distribución plástica en los esfuerzos, f'_c para el concreto y F_y para el acero.

Pueden presentarse dos casos:

Caso 1: Eje Neutro en el concreto: Caso más común.

$$C = 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot be \quad (3.8.1.7.1-3) \quad \text{y} \quad T = As \cdot Fy \quad (3.8.1.7.1-4)$$

Igualando ambos:

$$a = \frac{As \cdot Fy}{0.85 \cdot f'c \cdot be} \quad (3.8.1.7.1-5)$$

De acuerdo al ACI:

$$x = \frac{a}{0.85 \cdot f'c} \quad (3.8.1.7.1-6)$$

Para $f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

Por lo tanto de la figura del Caso 1: $Mn = C \cdot d1$

Es frecuente que la losa resista una fuerza igual o superior a la del perfil de acero. En este caso, se puede expresar:

$$Mn = As \cdot Fy \cdot (d/2 + ts - a/2) \quad (3.8.1.7.1-7)$$

Entonces, el procedimiento usual es el siguiente:

Se supone un valor para a menor que ts . Si C excede T , significa que el eje neutro de la sección se encuentra dentro de la losa por lo que se puede usar (3.8.1.7.1-7) para determinar Mn .

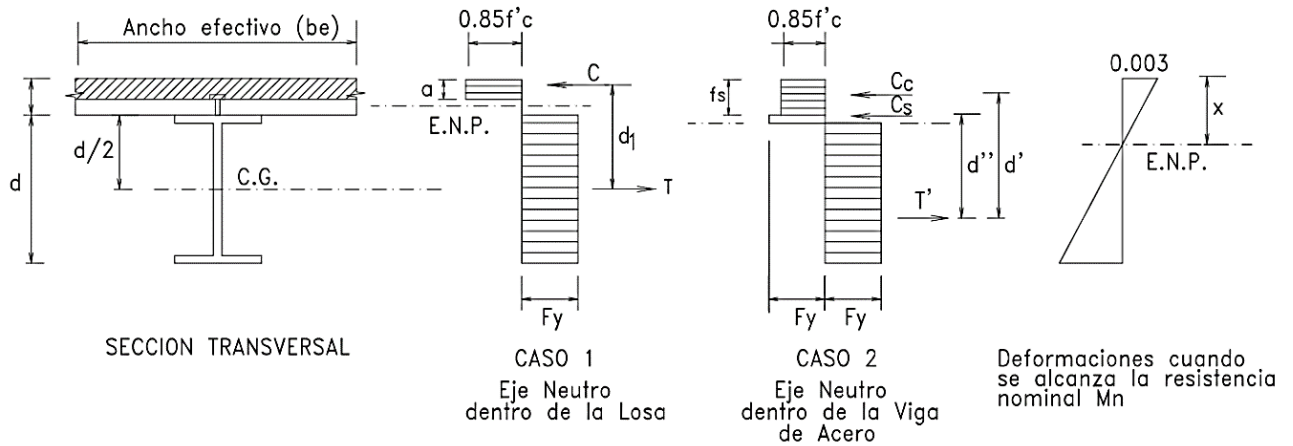


FIGURA 9: Sección compuesta con eje neutro dentro de la losa y eje neutro fuera de la losa

Caso 2: Eje neutro en el perfil de acero:

En este caso la compresión en el concreto será:

$$C_c = 0.85 f'c b_e t_s \quad (3.8.1.7.1-8)$$

La compresión en el acero es C_s . La tracción en el perfil de acero tendrá que ser: $T' = C_s + C_c$. (3.8.1.7.1-9)

También $T' = A_s F_y - C_s$. (3.8.1.7.1-10)

Combinando ambas expresiones y despejando C_s :

$$C_s = \frac{1}{2} (A_s x F_y - C_c) \quad (3.8.1.7.1-11)$$

$$C_s = \frac{1}{2} (A_s x F_y - 0.85 x f'c x b_e x t_s) \quad (3.8.1.7.1-12)$$

El Momento nominal resistente será: $M_n = C_c d' + C_s d''$, siendo d' y d'' los brazos que se muestran en la figura. En este caso se ve la necesidad de limitar la relación $h_c/t_w \leq \lambda p 1$, para evitar pandeo del alma por la acción de la compresión. Sin embargo no es necesario limitar $b_f/2t_f$ ya que el concreto y los conectores de corte impiden el

pandeo local del ala en compresión. Tampoco hay problemas de pandeo lateral-torsional en construcción compuesta gracias al soporte lateral que proporciona la losa de concreto.

3.8.1.7.3 CONECTORES DE CORTE

El corte horizontal entre el concreto y el acero debe resistirse para evitar el deslizamiento entre ambos. No se puede confiar en la fricción. Las Especificaciones AISC-LRFD obligan al uso de conectores de corte si se emplea construcción compuesta. Sólo se tratarán, en este texto, los conectores de corte más comunes que se designan como "conectores de vástago con cabeza". Estos consisten, como se ve en la siguiente figura, de un vástago corto con cabeza o tuerca, si se coloca ésta en una parte roscada. Los conectores de corte se sueldan al ala superior del perfil de acero.

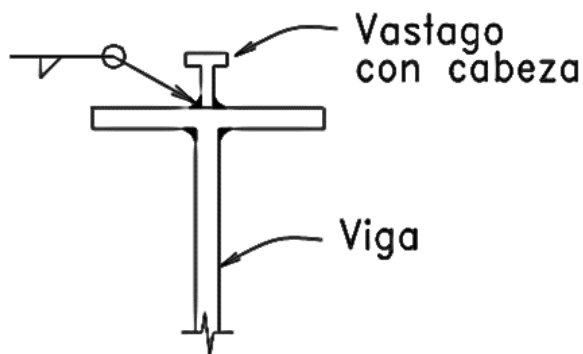


FIGURA 10: Sección de acero con conectores de corte

En otras épocas se distribuían los conectores espaciándolos de acuerdo al cortante, sin embargo ahora, luego de una serie de experimentos, con conectores igualmente espaciados se sabe que, cuando se llega al estado límite que se conoce como la resistencia nominal de la sección, los conectores de corte comparten igualmente los esfuerzos. Esta se debe a que los más esforzados inicialmente, alcanzando su máxima capacidad, dejan de compartir el incremento de esfuerzos, permitiendo que los menos esforzados lleguen a

igualarlos. Lo que realmente ocurre es que las deformaciones plásticas del material de los conectores o las deformaciones apreciables del concreto alrededor de los conectores más esforzados inicialmente, impiden a éstos tomar más carga, dejando que los otros se encarguen del resto. En la Fig. 11 se reparten N conectores igualmente espaciados donde el momento máximo hacia la sección de momento cero.

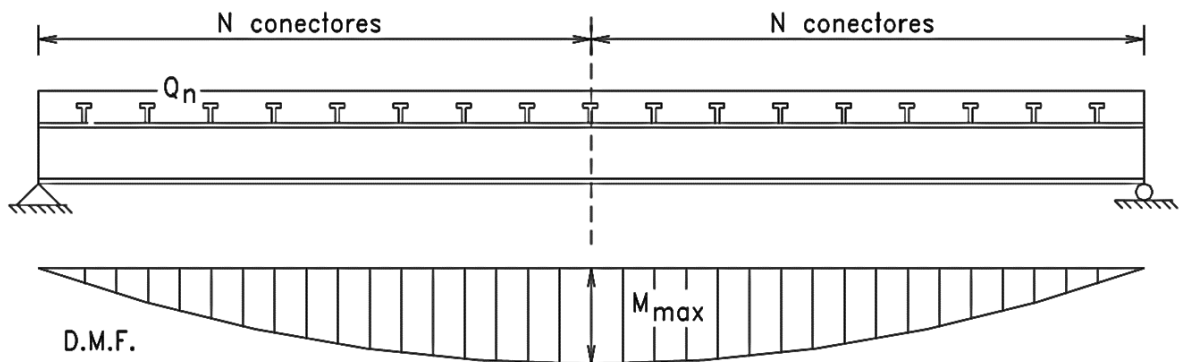


FIGURA 11: Sección de acero con conectores de corte y momento flector

La resistencia nominal máxima que se puede transferir no puede exceder la resistencia del concreto, es decir:

$$C_{max} = 0.85 f'c b_e t_s \quad (3.8.1.7.1-13)$$

Cuando la máxima tracción que el acero puede desarrollar es menor que la resistencia de concreto, entonces la máxima transferencia de corte será:

$$T_{max} = A_s F_y \quad (3.8.1.7.1-14)$$

Si se conoce la resistencia Q_n de un conector de corte, el número máximo de conectores que se puede colocar será:

$$N = C_{max} / Q_n \quad (3.8.1.7.1-15) \quad \text{o} \quad N = T_{max} / Q_n, \text{ el menor} \quad (3.8.1.7.1-16)$$

Es decir que, conocida la posición del máximo momento y la sección de momento cero (como el punto de inflexión o los apoyos simples) es necesario colocar los conectores igualmente espaciados entre ambas secciones para la transferencia del C_{max} o T_{max} .

La resistencia de un conector ha sido obtenida luego de muchos ensayos y depende de una serie de factores que se pueden observar en la siguiente expresión que recomienda el

AISC-LRFD y que fue desarrollada por la Universidad de Lehigh para conectores de vástago con cabeza:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c \times E_c} \leq A_{sc} \times F_{ub} \quad (3.8.1.7.1-16)$$

Para: $H_s / d_s \geq 4 \quad (3.8.1.7.1-17)$

Donde:

- Q_n = Resistencia nominal de un conector, en kips
- H_s = Altura del vástago con cabeza, en pulg.
- d_s = Diámetro del vástago, en pulg.
- F_{ub} = Resistencia a la fractura mínima del acero del vástago, en ksi.
- A_{sc} = Área de la sección transversal del perno, pulg²
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, en ksi.
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

A. ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE LOS CONECTORES: AISC-LRFD

Para acción compuesta completa, la resistencia nominal de corte horizontal V_{nh} a ser suministrada por los conectores de corte será el menor de los valores siguientes:

Para momentos positivos (compresión en el concreto)

1. V_{nh} requerido = $0.85 f'_c b_e t_s$ **(3.8.1.7.1.A-1)**

2. V_{nh} requerido = $A_s F_y$ **(3.8.1.7.1.A-2)**

3. V_{nh} requerido = ΣQ_n suministrado

Cuando rige 3, esta expresión controla la resistencia M_n de la sección, dando origen a lo que se llama secciones parcialmente compuestas.

Conector	Resistencia del concreto f'_c (kg/cm ²)		
	210	245	280
$\phi 1/2" \times 2"$	4.3	4.7	5.3
$\phi 5/8" \times 2.5"$	6.6	7.5	8.2
$\phi 3/4" \times 3"$	9.5	10.2	11.9
$\phi 7/8" \times 3.5"$	13.0	14.6	16.3

TABLA 3.8.1.7.3.A Resistencia del Conector de Corte (T_n)

3.8.2 DISEÑO DE LA ARMADURA

3.8.2.1 ANALISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS A TENSIÓN ⁽³⁶⁾

Los elementos de una estructura que soportan cargas a tensión se llaman miembros a tensión. Ejemplos clásicos de miembros a tensión son las cuerdas inferiores de las armaduras de techos y puentes. Algunos de los miembros del alma de las armaduras pueden soportar tensión o pueden ser miembros a tensión para ciertas condiciones de carga, y miembros a compresión para otras condiciones de carga.

Los cables de acero usados en los puentes colgantes y en los techos soportados por cables son ejemplos de miembros de acero

⁽³⁶⁾ BOWLES JOSEPH E., DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL, 1993, Pág. 249

sometidos a tensión. Se usan también los cables para atirantar las altas torres de acero en las comunicaciones, así como los postes de las líneas de fuerza, en los lugares en donde ocurran cambios de alineación.

Se usan con frecuencia los contraventeos de configuración X, en los lugares donde los miembros son tan flexibles que tiene lugar "el pandeo" bajo esfuerzos de compresión desarrollados por el viento que sopla en una dirección, pero que funciona como un miembro a tensión para el viento que sopla en dirección opuesta. Otros casos en que se usan los miembros a tensión incluyen miembros especiales del alma de las torres de fuerza y comunicaciones, suspensores en los pozos de las escaleras, los cables de los elevadores, suspensores para los muros de cortina, y partes de los equipos de izado.

Para todos estos usos se utiliza la resistencia a tensión del acero. En esta configuración del esfuerzo no se considera el pandeo o el alabeo de las placas. Sin embargo, en algunos casos, las especificaciones requerirán una cantidad mínima de rigidez en el miembro, por razones estéticas y de seguridad.

En general, los miembros a tensión se pueden clasificar como varillas y barras, perfiles estructurales, miembros armados, y alambres o cables.

Los miembros a tensión son elementos estructurales que están sujetos a fuerzas axiales directas, que tienen a alargar el miembro. Un miembro cargado en tensión axial, se sujeta a esfuerzos normales de tensión uniformes en todas las secciones transversales a lo largo de su longitud. ⁽³⁷⁾

(37) VINNAKOTA SRIRAMULU, ESTRUCTURAS DE ACERO: COMPORTAMIENTO Y LRFD, 2006, Pág. 267

3.8.2.1.1 TIPOS DE MIEMBROS A TENSIÓN ⁽³⁸⁾

Existen cuatro tipos de miembros a tensión: Perfiles estructurales simples y miembros compuestos, barras, armellas y placas con argollas, y cables.

3.8.2.1.1.1 PERFILES SIMPLES Y MIEMBROS COMPUESTOS

Por lo general, las secciones simples laminadas son más económicas que las secciones compuestas, y normalmente se utilizan cuando aportan una resistencia, rigidez y facilidad de conexión adecuadas. Los perfiles que se utilizan, con mayor frecuencia para miembros en tensión son las barras planas, tés, canales, ángulos y perfiles W y S.

Las tés estructurales se utilizan ampliamente en cuerdas a tensión de armaduras ligeras soldadas, como almas de armaduras se pueden atornillar o soldar con facilidad a las almas en armaduras, porque un canal tiene una excentricidad menor que un ángulo sencillo con un área de sección transversal equivalente. Los canales se pueden atornillar o soldar de manera conveniente a miembros de la cuerda. Aunque son un poco menos eficientes, los ángulos sencillos se utilizan ampliamente como miembros en tensión en armaduras de techos cuando las cargas son ligeras y las longitudes de los miembros no son excesivas. Se pueden atornillar a una placa de unión en cada extremo o se pueden soldar en forma directa al alma o a los patines de la te o a miembros de la cuerda de patín ancho respectivamente. Con frecuencia, las cargas de tensión grandes en armaduras pesadas se soportan por medio de perfiles W o S.

Los miembros armados consisten de dos o más perfiles estructurales, o una combinación de perfiles laminados y placas

⁽³⁸⁾ VINNAKOTA SRIRAMULU, ESTRUCTURAS DE ACERO: COMPORTAMIENTO Y LRFD, 2006, Pág. 267 - 270

conectadas entre sí a intervalos de manera que se comporten como una sola unidad.

3.8.2.1.1.2 BARRAS

El miembro más simple en tensión es la varilla o barra redonda. Por lo general, las barras se emplean como miembros sujetos a pequeñas cargas de diseño. Las barras de tensión roscadas se utilizan con frecuencia como:

- Colgantes para soportar balcones, pasillos postes de señales, etc.
- Refuerzo diagonal contra viento en paredes, techos y torres de agua.
- Tensores de cumbrera para resistir el empuje de arcos y marcos para tejados.
- Tensores para proporcionar soporte intermedio a largueros en edificios industriales.
- Tensores para proporcionar soporte vertical intermedio en vigas perimetrales en paredes de edificios industriales.

La principal desventaja de estas barras es su baja rigidez, que en algunas ocasiones provoca una flexión notable bajo su propio peso o el de los trabajadores durante el montaje. Por lo que, su resistencia a la compresión es despreciable.

3.8.2.1.1.3 ARMELLAS Y PLACAS CON ARGOLLA

Las armellas son placas de espesor uniforme que tienen una cabeza circular ensanchada en cada extremo. La periferia de cada cabeza es concéntrica, con un agujero para perno y se conecta mediante una curva de transición al cuerpo de la armella. Las armellas no tienen refuerzo adicional en los extremos. Las placas con argolla son miembros a tensión, que consisten en una placa de ancho constante.

3.8.2.1.2 COMPORTAMIENTO DE MIEMBROS EN TENSION ⁽³⁹⁾

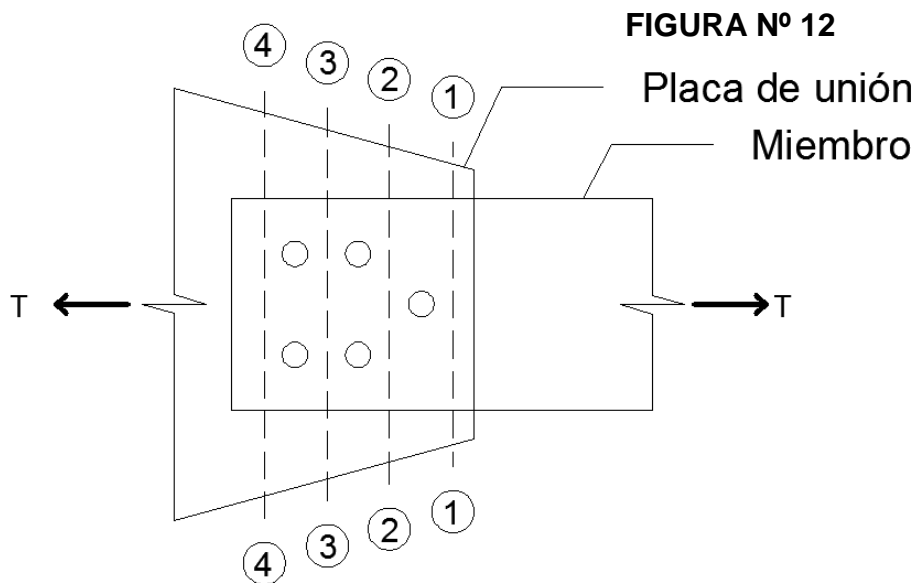
3.8.2.1.2.1 DISTRIBUCION DE CARGAS EN CONEXIONES ATORNILLADAS CARGADAS AXIALMENTE

Las pruebas indican que en conexiones cortas que tienen unos cuantos tornillos por línea, ocurre una distribución totalmente uniforme de las cargas en los tornillos debido a la ductilidad del material de tornillos y placas. Sin embargo, cada tornillo se puede deformar de manera inelástica, una cantidad diferente, antes de alcanzar la carga última. Más aun, las pruebas indican que en las conexiones más largas, los tornillos de los extremos pueden alcanzar una deformación cortante crítica y fallar antes que se obtenga la resistencia total de cada tornillo. Esta falla prematura en secuencia de los tornillos avanza hacia adentro, desde los extremos de la unión y se denomina desabotonamiento. Estudios recientes indican que es deseable arreglar las uniones de forma compacta para igualar las cargas sobre los tornillos lo más posible.

3.8.2.1.2.2 TRANSFERENCIA DE CARGA EN LOS EXTREMOS DE CONEXIONES

Considere un miembro de placa en tensión conectada por su extremo a una placa de unión por cinco tornillos del mismo tamaño y tipo, que se arreglaban como se muestra en la figura. El miembro se sujeta a una fuerza de tensión axial, T . Uno de los supuestos básicos hechos en el análisis de uniones atornilladas es que cada uno de los tornillos de un grupo de tornillos de igual tamaño transfiere una parte proporcional de la carga cuando los tornillos se arreglan simétricamente alrededor del eje centroidal del miembro en tensión.

⁽³⁹⁾ VINNAKOTA SRIRAMULU, ESTRUCTURAS DE ACERO: COMPORTAMIENTO Y LRFD, 2006, Pág. 273 - 276



3.8.2.1.2.3 RETRASO DE CORTANTE

La distribución de esfuerzos en un miembro en tensión sometido a carga axial es uniforme en las secciones alejadas de las conexiones, esto es, en el cuerpo del miembro. Durante la falla, también se encuentra que la distribución del esfuerzo en el área neta de la zona de la conexión es fundamentalmente uniforme, cuando la conexión de extremo se efectúa a todos los elementos de la placa de que se compone la sección transversal. Sin embargo, para los miembros a tensión diferentes a las placas, con frecuencia la conexión de extremo solo se realiza en algunos elementos de la sección.

El retraso de cortante reduce la efectividad de los componentes del miembro que no están conectados en forma directa a una placa de unión u otro anclaje y de ahí, la reducción de la resistencia de diseño del miembro. El retraso por cortante se aplica tanto a los miembros en tensión atornillados.

3.8.2.1.3 COMPORTAMIENTO DE MIEMBROS EN TENSION ⁽⁴⁰⁾

Generalmente, los miembros en tensión se conectan en sus extremos a placas de unión por medio de tornillos o por soldaduras. Cuando se utilizan conexiones atornilladas, el área de la sección transversal del miembro se reduce debido a la presencia de los agujeros para los tornillos. Además, como se describió en la sección 3.8.1.1.2, las conexiones de extremos con frecuencia solo conectan una parte del área realmente esforzada a las placas de unión.

3.8.2.1.3.1 ESTADO LIMITE 1

Un miembro de acero dúctil con carga a tensión axial puede resistir una fuerza mayor que la carga de fluencia sin fracturarse. Sin embargo, las grandes elongaciones resultantes debidas a la fluencia sin control del miembro pueden provocar fallas en los miembros adyacentes y pueden precipitar la falla del sistema estructural del cual es parte.

3.8.2.1.3.2 ESTADO LIMITE 2

Debido a que la longitud sobre la que se aplica el área neta efectiva de un miembro es despreciable con relación a la longitud total de miembro, la fluencia de la sección neta no constituye un modo de falla. La longitud corta solo produce pequeñas elongaciones tolerables hasta que los esfuerzos alcanzan el efecto de la tensión último del material. De igual forma, antes que ocurra la fluencia en el cuerpo del miembro, la región de la conexión en el extremo del mismo puede experimentar un endurecimiento por deformación, y puede ser que la fractura ocurra en esta región.

(40) VINNAKOTA SRIRAMULU, ESTRUCTURAS DE ACERO: COMPORTAMIENTO Y LRFD, 2006, Pág. 273 – 276

3.8.2.1.3.3 ESTADO LIMITE 3

Cuando se efectúa la conexión de un miembro a una placa de unión por medio de un pequeño número de tornillos de alta resistencia de diámetro grande, muy juntos, un bloque rectangular de material en la parte conectada se puede desgarrar.

3.8.2.1.3.4 ESTADO LIMITE 4

Los tornillos conectores o las soldaduras pueden fallar.

3.8.2.1.3.5 ESTADO LIMITE 5

Los elementos conectores, como las placas de unión y de empalme, pueden fallar antes que el miembro en tensión y evitar así los otros estados límites.

Las resistencias nominales correspondientes a estos cinco estados límites son:

Tn1= Fluencia en la sección total del cuerpo de un miembro.

Tn2= Fractura en la sección neta dentro de una parte conectada.

Tn3= Resistencia a la ruptura por bloque de cortante.

Tn4= Resistencia de los conectores en una conexión.

Tn5= Resistencia de la placa de unión de la conexión.

(41) La especificación LRFD estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tensión $\Phi_t P_n$, será la más pequeña de los valores obtenidos con las dos expresiones siguientes:

(41) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 67

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir alargamiento excesivo del miembro).

$$P_n = F_y * A_g \quad (3.8.2.1.3.5-1)$$

$$P_u = \Phi_t * F_y * A_g \quad \text{con } \Phi_t = 0.90 \quad (3.8.2.1.3.5-2)$$

Por fractura en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches.

$$P_n = F_u * A_e \quad (3.8.2.1.3.5-3)$$

$$P_u = \Phi_t * F_u * A_e \quad \text{con } \Phi_t = 0.75 \quad (3.8.2.1.3.5-4)$$

En la expresión anterior F_u es el esfuerzo de tensión mínimo especificado y A_e es el área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros. Esta área puede ser algo más pequeña que el área neta real, A_n .

3.8.2.1.4 AREAS NETAS ⁽⁴²⁾

La presencia de un agujero en un miembro sujeto a tensión incrementa los esfuerzos, aun si el agujero está ocupado por un tornillo (Cuando se usan tornillos de alta resistencia puede haber algún desacuerdo respecto a esto, bajo ciertas circunstancias). Se tiene menos área de acero sobre la que puede distribuirse la carga y habrá concentración de esfuerzos a lo largo del borde del agujero.

El término área neta de la sección transversal o simplemente área neta se refiere al área bruta de la sección transversal menos la de ranuras, muescas y agujeros. Al considerar el área de estos por lo general es necesario restar un área un poco mayor que la nominal del agujero.

(42) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 68

3.8.2.1.5 AREAS NETAS EFECTIVAS ⁽⁴³⁾

Si un miembro que no sea una barra o una placa plana se somete a tensión axial hasta que ocurre la falla en su sección neta, el esfuerzo real de la falla a tensión probablemente será menor que el obtenido en una probeta, a menos que las diversas partes que conforman la selección estén conectadas de manera que el esfuerzo se transmita uniformemente a través de la sección.

Si las fuerzas no son transferidas uniformemente a través de la sección transversal de un miembro, habrá una región de transición de esfuerzo no uniforme que ira de la conexión al miembro a lo largo de cierta distancia.

3.8.2.1.5.1 MIEMBROS ATORNILLADOS

Si una carga de tensión debe transmitirse por medio de tornillos, A es igual al área neta A_n del miembro y U se calcula como sigue:

$$U = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{L} \leq 0.9 \quad (3.8.2.1.5-1)$$

La longitud L usada en esta expresión es igual a la distancia entre el primero y el último tornillo en la línea. Cuando hay dos o más líneas de pernos, es la longitud de la línea con el número máximo de tornillos. Si los pernos están a tresbolillo, es la dimensión fuera-fuera entre los tornillos extremos. Notará usted que entre más larga se vuelve la conexión (L), más grande resultara U así como el área efectiva del miembro. Se considera que un enfoque conservador para este caso es suponer que $A_e = A_n$ del elemento conectado.

(43) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 76-77

(44) Valores permitidos U para conexiones atornilladas

- Los perfiles W, M o S con anchos de patin no menores que dos tercios de sus peraltes y las estructurales cortadas de esos perfiles, siempre que la conexión sea por patines, deben tener no menos de tres conectores por hilera en la dirección de la fuerza, $U=0.90$
- Los perfiles W, M o S que no cumplan las condiciones del párrafo anterior, tes estructurales cortadas de esos y otros perfiles, incluyendo secciones armadas, deberán tener no menos de tres conectores por hilera en la dirección de la fuerza, $U=0.85$
- Todos los miembros con conexiones atornilladas o remachadas con sólo dos conectores por hilera en dirección de la fuerza, $U=0.75$

3.8.2.1.6 ELEMENTOS DE CONEXIÓN PARA MIEMBROS A TENSION (45)

Cuando se usan placas de empalme como elementos de conexión cargados estáticamente a tensión, su resistencia se calculara como sigue:

Por fluencia de elementos de conexión soldados o atornillados.

- $\Phi = 0.90$
- $R_n = A_g * F_y$ **(3.8.2.1.6-1)**

Por fractura de elementos de conexión atornillados

- $\Phi = 0.75$
- $R_n = A_n * F_u$ con $A_n \leq 0.85 * F_y$ **(3.8.2.1.6-2)**

(44) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 80

(45) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 82

El área neta A_n , usada en la segunda de estas expresiones no debe exceder del 85% de A_g . Pruebas realizadas durante varias décadas han demostrado que los elementos de conexión a tensión remachados o atornillados pocas veces tienen una eficiencia mayor al 85%, aun cuando los agujeros representen un porcentaje muy pequeño del área total de los elementos.

3.8.2.1.7 BLOQUE DE CORTANTE ⁽⁴⁶⁾

La resistencia de diseño de un miembro a tensión no siempre está especificada por $\Phi_t F_y A_g$ o por $\Phi_t F_u A_e$ o bien por la resistencia de los tornillos o soldadura con que se conecta el miembro; ésta puede determinarse por la resistencia de su bloque de cortante como se describe en esta sección.

La falla de un miembro puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique tensión en un plano y cortante en otro plano perpendicular.

Cuando una carga de tensión aplicada a una conexión particular se incrementa, la resistencia a la fractura del plano más débil estará próxima. Ese plano no fallará entonces porque está restringido por el plano más fuerte. La carga puede incrementarse hasta que la resistencia a la fractura del plano más fuerte se alcance. Durante este tiempo, el plano más débil está fluyendo. La resistencia total de la conexión es igual a la resistencia por fractura del plano más fuerte más la resistencia por fluencia del plano más débil. No es entonces razonable sumar la resistencia por fractura de un plano a la resistencia por fractura del otro plano para determinar la resistencia por cortante y tensión de un miembro particular.

(46) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 83-84

La especificación del LRFD establece que la resistencia de diseño a la ruptura por cortante y tensión debe determinarse de la manera siguiente:

- Si $F_u \cdot A_{nt} \geq 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}$, tendremos fluencia por cortante y fractura por tensión, por lo que debe usarse la ecuación que sigue:

$$\Phi R_n = \Phi(0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot A_{nt}) \quad (3.8.2.1.7-1)$$

- Si $0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} \geq F_u \cdot A_{nt}$, tendremos fluencia por tensión y fractura por cortante, por lo que debe usarse la ecuación que sigue:

$$\Phi R_n = \Phi(0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt}) \quad (3.8.2.1.7-2)$$

En las expresiones:

- $\Phi = 0.75$
- A_{gv} = Área total sujeta a cortante.
- A_{gt} = Área total sujeta a tensión.
- A_{nv} = Área neta sujeta a cortante.
- A_{nt} = Área neta sujeta a tensión.

3.8.2.1.8 SELECCIÓN DE PERFILES ⁽⁴⁷⁾

Los miembros escogidos por el proyectista deben tener las siguientes propiedades:

- Deberán de ser compactos.
- Tener dimensiones que se ajustan en la estructura con la relación razonable a las dimensiones de los otros miembros.
- Tener conexiones con tantas partes de las secciones como sea posible para minimizar el retardo del cortante.

⁽⁴⁷⁾ Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 101-103

A veces la elección del tipo de miembro se ve afectada por la clase de conexiones usadas para la estructura.

La relación de esbeltez de un miembro es el cociente de su longitud no soportada y su radio de giro mínimo. Las especificaciones de acero presentan generalmente valores máximos de esta relación para miembros a tensión y relación. El propósito de dicha limitación para los miembros a tensión es garantizar que posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones indeseables. Para miembros a tensión, exceptuando las varillas, la especificación LRFD recomienda una relación de esbeltez máxima de 300. En los miembros cuyo diseño está regido por cargas de tensión, pero que pueden estar sometidos a cierta compresión debido a otras condiciones de carga, no se requiere que satisfagan los requisitos de relación de esbeltez máxima preferente para miembros a compresión, que es de 200.

- Para satisfacer la primera de estas expresiones, el área total mínima debe ser por lo menos igual a:

$$\min Ag = \frac{P_u}{\Phi_t * F_y} \quad (3.8.2.1.8-1)$$

- Para satisfacer la segunda expresión, el valor mínimo de A_e debe ser por lo menos igual a:

$$\min Ae = \frac{P_u}{\Phi_t * F_u} \quad (3.8.2.1.8-2)$$

Como $A_e = U * A_n$ el valor mínimo de A_n es

$$\min An = \frac{\min Ae}{U} = \frac{P_u}{\Phi_t * F_u * U} \quad (3.8.2.1.8-3)$$

Entonces la mínima A_g debe ser por lo menos igual al valor mínimo de A_n más las áreas estimadas de los agujeros.

$$\min A_g = \frac{P_u}{\Phi_t * F_u * U} + \text{áreas estimadas de agujeros} \quad (3.8.2.1.8-4)$$

No conviene usar una sección cuyo radio de giro mínimo r sea menor que $L/300$ porque entonces L/r excederá el máximo valor preferible.

$$\min r = \frac{L}{300} \quad (3.8.2.1.8-5)$$

3.8.2.2 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN

⁽⁴⁸⁾ Comúnmente a los miembros verticales a compresión en una estructura se identifican como columnas (en textos extranjeros) a veces se les llama montantes. En ocasiones a los miembros verticales a compresión se les llama postes. Los miembros diagonales a compresión que forman parte de la cuerda superior de los accesos del puente son los postes terminales. Las diagonales de una armadura o los miembros usados en el contraventeo se pueden llamar puntales. Los miembros cortos a compresión en la unión de las columnas y las armaduras de techo se pueden llamar puntales de rodilla. Sin embargo, en todos los casos, el miembro considerado soporta una carga a compresión.

Un miembro estructural que soporte una carga a compresión se llama columna, si la longitud es suficientemente grande. Para longitudes menores el miembro puede llamarse bloque de compresión. La longitud que divide estas clasificaciones es tal que afecta el esfuerzo máximo de compresión que se puede desarrollar debido a la carga. Al describir el comportamiento de una columna, raras veces se usa solamente la longitud.

(48) BOWLES JOSEPH E., DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL, 1993, Pág. 293

Se usa más bien, como una consecuencia de la fórmula de Euler para las columnas, que se deduce en la sección siguiente, la relación entre el largo de la columna y el radio de giro, L/r .

(49) Hay tres modos generales según los cuales las columnas cargadas axialmente pueden fallar. Estos son:

- Pandeo Flexionante (Pandeo de Euler): Los miembros son sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.
- Pandeo Local: Ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir. La susceptibilidad de una columna al pandeo local se mide por las relaciones ancho a grueso de las partes de su sección transversal.
- Pandeo Torsionante: Ocurre en columnas que tienen ciertas configuraciones en su sección transversal. Esas columnas fallan por torsión o por una combinación de pandeo torsional y flexionante.

Entre más larga sea una columna para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez que se ha definido previamente como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo.

Obviamente, una columna es un miembro más crítico en una estructura que una viga o un miembro a tensión, porque pequeñas imperfecciones en los materiales y en las dimensiones tienen mucha importancia en su estabilidad.

(49) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 126-127

3.8.2.2.1 FORMULA DE EULER

(50) Una de las fórmulas más populares de columnas que jamás se haya propuesto (y existe un número muy grande) fue la deducida aproximadamente en 1759 por el matemático suizo Leonhard Euler.

(51) El esfuerzo bajo el cual una columna se pandea obviamente decrece conforme la columna se hace más larga. Después de que ella alcanza una cierta longitud, ese esfuerzo se abra reducido al límite proporcional del acero. Para esa longitud y longitudes mayores, el esfuerzo de pandeo será elástico.

Para que una columna se pandee elásticamente, deberá ser larga y esbelta. Su carga de pandeo P puede calcularse con la fórmula de Euler.

$$P = \frac{\Pi^2 * EI}{L^2} \quad (3.8.2.2-1)$$

Esta fórmula se escribe usualmente de un modo poco diferente que implica la relación de esbeltez de la columna, como $r = \sqrt{I/A}$, podemos decir que $I = Ar^2$. Sustituyendo este valor en la formula se obtiene el esfuerzo critico o pandeo de Euler. Se le designa con F_e en el manual del LRFD

$$\frac{P}{A} = \frac{\Pi^2 * E}{(L/r)^2} = F_e \quad (3.8.2.2-2)$$

Para usar la ecuación de Euler con buen resultado en las columnas, el valor de L se tomara como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica. Esta distancia se considera como la longitud entre puntos de inflexión de la elástica. Esta distancia se considera como la longitud efectiva de la columna.

(50) BOWLES JOSEPH E., DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL, 1993, Pág. 294-295

(51) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 136,138

3.8.2.2.2 RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS Y LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS ⁽⁵²⁾

La restricción en los extremos y su efecto en la capacidad de carga de una columna es en verdad un concepto muy importante. Las columnas con apreciable restricción en sus extremos pueden soportar cargas mucho mayores que aquellas con poca restricción, como es el caso de columnas con extremos articulados.

La longitud efectiva de una columna se define como la distancia entre puntos de momento nulo en la columna, o sea, la distancia entre sus puntos de inflexión. En las especificaciones de acero la longitud efectiva de una columna se denomina KL en donde K es el factor de longitud efectiva. K es el número por el que se debe multiplicarse la longitud de la columna para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de ésta.

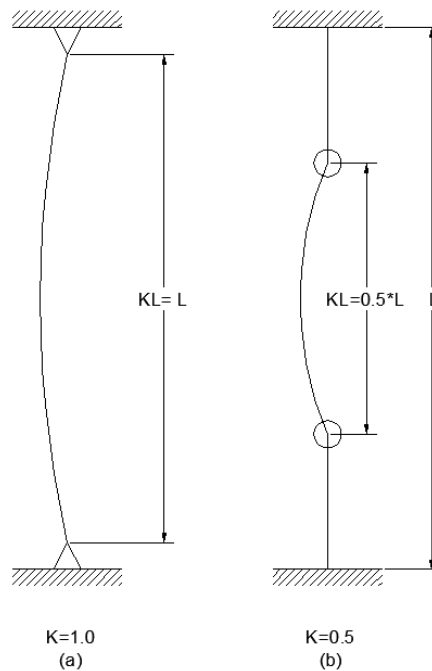


Figura 13: Longitudes efectivas de columnas en marcos arriostrados.

(52) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 136


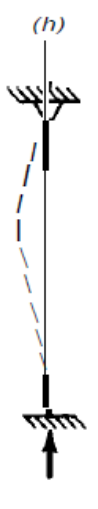



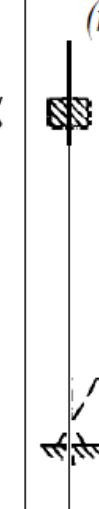








						
<i>K</i> teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
<i>K</i> de diseño que se recomienda	0.65	0.80	r.Z	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos		Rotación fija				Traslación fija
		Rotación libre				Traslación fija
		Rotación fija				Traslación libre
		Rotación libre				Traslación libre

Tabla 3.8.2.2.2 Longitud efectivas de columnas

Los valores de *K* en la tabla son probablemente muy satisfactorios para diseñar columnas aisladas, pero para columnas en marcos continuos son probablemente satisfactorios solo para hacer diseños preliminares o aproximados.

3.8.2.2.3 FORMULAS PARA COLUMNAS ⁽⁵³⁾

Las especificaciones LRFD proporcionan una fórmula (la de Euler) para columnas largas con pandeo inelástico y una ecuación parabólica para columnas cortas e intermedias. Con esas ecuaciones se determina un esfuerzo crítico o de pandeo, F_{cr} , para un elemento a compresión. Una vez calculado este esfuerzo para un elemento

(53) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 146-147

particular a compresión, se multiplica por el área de la sección transversal para obtener la resistencia nominal del elemento. La resistencia de diseño del elemento puede entonces determinarse como sigue:

$$P_n = A_g * F_{cr} \quad (3.8.2.2.3-1)$$

$$P_u = \Phi_c * A_g * F_{cr} \quad \text{con } \Phi_c = 0.85 \quad (3.8.2.2.3-2)$$

Una formula LRFD para F_{cr} es para pandeo inelástico y la otra para pandeo elástico. En ambas ecuaciones λ_c es, en forma fácil de recordar, igual a $\sqrt{F_y/F_e}$ en donde F_e es el esfuerzo de Euler, $\frac{\pi^2 * E}{(KL/r)^2}$. Sustituyendo este valor por F_e , obtenemos la forma de λ_c dada en las especificaciones del LRFD. **(3.8.2.2.3-3)**

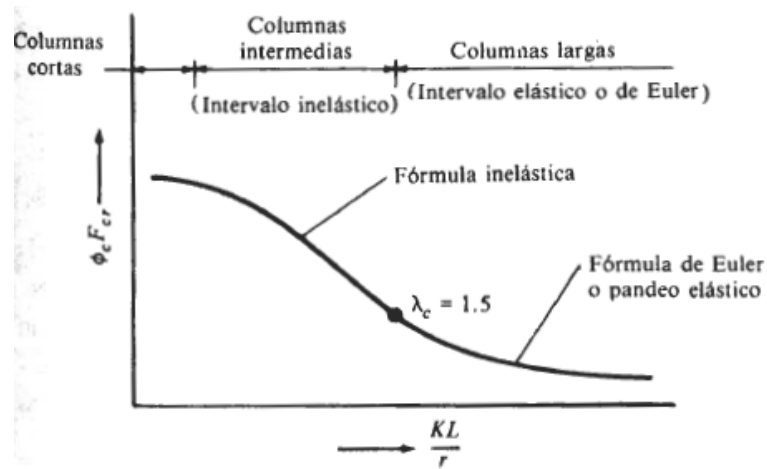


FIGURA N° 14: Forma de λ_c dada en las especificaciones del LRFD

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.8.2.2.3-4)$$

Ambas ecuaciones para F_{cr} incluyen los efectos estimados de los esfuerzos residuales y de falta de rectitud inicial de las columnas. La siguiente formula inelástica es de carácter empírico.

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) * F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5 \quad (3.8.2.2.3-5)$$

La otra ecuación es para pandeo elástico o de Euler y es la conocida ecuación de Euler multiplicada por 0.877 para considerar el efecto de la falta de rectitud.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c}\right)^2 * F_y \quad \text{para } \lambda_c > 1.5 \quad \text{(3.8.2.2.3-6)}$$

3.8.2.3 CONEXIONES ATORNILLADAS

Durante muchos años el método aceptado para conectar los miembros de una estructura de acero fue el remachado. Sin embargo, en años recientes, el uso de remaches ha declinado rápidamente debido al tremendo auge experimentado por la soldadura, y más recientemente, por el atornillado con pernos o tornillos de alta resistencia.

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura. Aunque el costo de adquisición de un tornillo de alta resistencia es varias veces mayor que el de un remache, el costo total de la construcción atornillada es menos que el de la construcción remachada, debido a menores costos por mano de obra y equipos y al menos número de tornillos requeridos para resistir las mismas cargas.

3.8.2.3.1 TIPOS DE TORNILLOS ⁽⁵⁴⁾

Existen varios tipos de tornillos que pueden usarse para conectar miembros de acero; estos se describen en las siguientes secciones.

3.8.1.3.1.1 TORNILLOS ORDINARIOS O COMUNES

Estos tornillos los designa la ASTM como tornillos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a las del acero A36.

(54) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 353-356

Están disponible en diámetros que van de 5/8" hasta 1 1/2" en incrementos de 1/8".

Los tornillos A307 se fabrican generalmente con cabeza y tuercas cuadradas para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces porque tienen una apariencia un poco más atractiva, son más fáciles de manipular con las llaves mecánicas y requieren menos espacio para girarlas. Se usan principalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas en miembros secundarios (pielargueros, correas, riostras, plataformas, armaduras pequeñas, etc.).

3.8.2.3.1.2 TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Estos tornillos se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de los tornillos ordinarios. Existen dos tipos básicos, los A325 (hechos con acero al carbono tratado térmicamente) y los A490 de mayor resistencia se usan para todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos y puentes monumentales. Estos tornillos se desarrollaron para superar la debilidad de los remaches.

Los tornillos de alta resistencia pueden apretarse hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del tornillo y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción.

En ocasiones se fabrican tornillos de alta resistencia a partir de acero A449 con diámetros mayores de 1 1/2" que es el diámetro máximo de los A325 y A490. Estos tornillos pueden usarse como pernos de anclaje de alta resistencia y para barras roscadas de diversos diámetros.

Entre las muchas ventajas de los tornillos de alta resistencia, que en parte explican su gran éxito, están las siguientes:

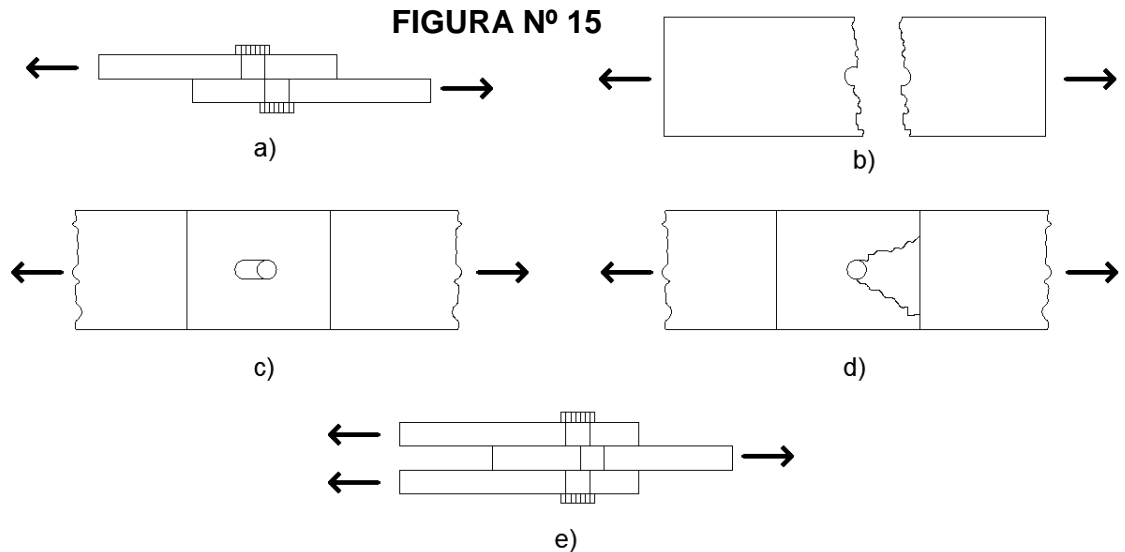
- Las cuadrillas de hombres necesarias para atornillar, son menores que las que se necesitan para remachar. Dos parejas de atornilladores pueden fácilmente colocar el doble de tornillos en un día, que el número de remaches colocados por una cuadrilla normal de cuatro remachadores, resultando un montaje de acero estructural rápido.
- En comparación con los remaches, se requiere menor número de tornillos para proporcionar la misma resistencia.
- Unas buenas juntas atornilladas pueden realizar hombres con mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones soldadas o remachadas de calidad semejante. La instalación apropiada de tornillos de alta resistencia puede aprenderse en cuestión de horas.
- No requieren pernos de montaje que deben removerse después como en las juntas soldadas.
- Resulta menos ruidoso en comparación con el remachado.
- Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas.
- No hay riesgo de fuego ni peligro por el lanzamiento de los remaches calientes.
- Donde las estructuras se alteran o desensamblan posteriormente, los cambios en las conexiones son muy sencillos por la facilidad para quitar los tornillos.
- Las pruebas hechas en juntas remachadas y en junta atornilladas, bajo condiciones idénticas, muestran definitivamente que las juntas atornilladas tienen una mayor resistencia a la fatiga. Su resistencia a la fatiga es igual o mayor que la obtenida con juntas soldadas equivalentes.

3.8.2.3.2 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN Y APLASTAMIENTO ⁽⁵⁵⁾

Cuando los tornillos de alta resistencia se tensan por completo, las partes conectadas quedan abrazadas fuertemente entre sí; se tiene entonces una considerable resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto. Esta resistencia es igual a la fuerza al apretar multiplicada por el coeficiente de fricción.

Si la fuerza cortante es menor que la resistencia permisible por fricción, la conexión se denomina tipo fricción. Si la carga excede la resistencia por fricción, habrá un deslizamiento entre los miembros con un posible degollamiento de los tornillos y al mismo tiempo las partes conectadas sobre los tornillos.

3.8.2.3.3 FALLAS EN JUNTAS ATORNILLADAS ⁽⁵⁶⁾



a) Falla de un tornillo por cortante simple b) Falla de la placa por tensión c) Falla de la placa por aplastamiento d) Falla de la placa por cortante detrás del perno e) Falla de una junta a tope por cortante doble.

(55) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 361

(56) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 366-367

- La posibilidad de la falla en una junta traslapada por corte del tornillo en el plano entre los miembros (cortante simple) se muestra en a).
- En b) se muestra la posibilidad de una falla a tensión de una de las placas a través del agujero de un tornillo.
- En c) se muestra la posible falla del tornillo o de la placa por aplastamiento de ambos.
- En d) se muestra otro posible desgarramiento del miembro.
- En e) se muestra la falla por cortante doble en dos planos del tornillo.

3.8.2.3.4 SEPARACION Y DISTANCIA A BORDE DE TORNILLOS ⁽⁵⁷⁾

El paso es la distancia centro a centro entre tornillos en una dirección paralela al eje del miembro.

El gramil es la distancia centro a centro entre hileras de tornillos perpendicular al eje del miembro.

La distancia al borde es la distancia del centro de un tornillo al borde adyacente de un miembro.

La distancia entre tornillos es la distancia más corta entre tornillos sobre las mismas o diferentes hileras de gramiles.

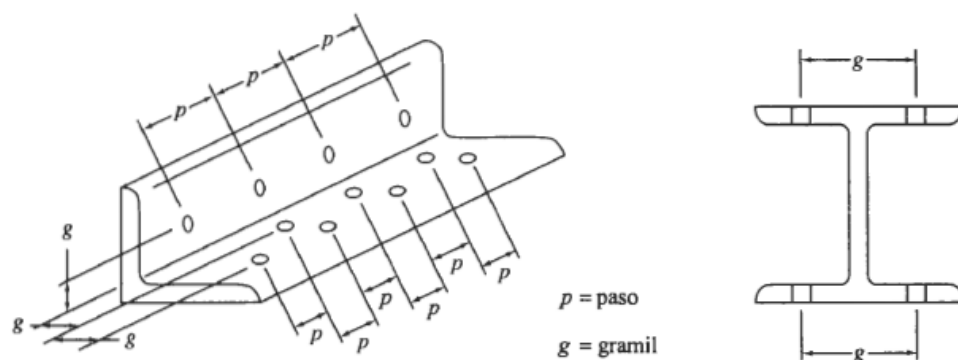


FIGURA Nº 16: Separación de pernos en los miembros

(57) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 367-370

3.8.2.3.4.1 SEPARACION MÍNIMA

Los tornillos deben colocarse a una distancia suficiente entre sí para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión en los miembros entre los tornillos. La especificación LRFD estipula una distancia mínima centro a centro para agujeros holgados o de ranura, igual a no menos de 2 2/3 diámetros (de preferencia 3d).

Diámetro nominal del tornillo	Agujeros agrandados	Agujeros de ranura		
		Perpendicular a la línea de fuerza	Paralelo a la línea de fuerza	
			De ranura corta	De ranura larga*
$\leq \frac{7}{8}$	$\frac{1}{8}$	0	$\frac{3}{16}$	$1\frac{1}{2}d - \frac{1}{16}$
1	$\frac{3}{16}$	0	$\frac{1}{4}$	$1\frac{7}{16}$
$> 1\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	0	$\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{2}d - \frac{1}{16}$

Tabla 3.8.2.3.4.1 Separación mínima de los tornillos.

3.8.2.3.4.2 DISTANCIAS MÍNIMAS AL BORDE

Los tornillos nunca deben colocarse muy cerca de los bordes de un miembro por dos razones principales. El punzonado de los agujeros muy cercanos a los bordes puede ocasionar que el acero opuesto al agujero se abombe o se agriete. La segunda razón se aplica a los extremos de los miembros donde existe el peligro de que el sujetador desgarré al metal. La práctica común consiste en colocar el sujetador a una distancia mínima del borde de la placa igual a 1.5 o 2.0 veces el diámetro del sujetador, de tal manera que el metal en esa zona tenga una resistencia al cortante igual por lo menos a la de los sujetadores.

3.8.2.3.4.3 SEPARACION MÁXIMA Y DISTANCIAS AL BORDE

Las especificaciones sobre acero estructural proporcionan las distancias máximas a bordes de conexiones atornilladas. El propósito de tales requisitos es reducir la posibilidad de que se introduzca

humedad entre las partes. Cuando los sujetadores están muy lejos del borde de las partes conectadas, estos pueden a veces separarse, permitiendo la entrada de humedad. Cuando esto sucede y se tiene una falla de la pintura, se genera y acumula la corrosión, ocasionando mayores separaciones entre las partes.

La distancia al borde máximo permisible dada por la LRFD es de 12 veces el espesor de la parte conectada pero no más de 6".

Las especificaciones del LRDF establecen que la separación máxima centro a centro de tornillos para miembros pintados o para miembros no pintados no expuestos a corrosión, es de 24 veces el espesor de la placa más delgada, pero sin exceder de 12". Para miembros no pintados de acero intemperizado expuestos a la corrosión atmosférica, la máxima es de 14 veces el espesor de la placa más delgada, pero sin exceder 7".

3.8.2.3.5 PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO DE TORNILLOS

Para nuestro diseño de tornillos, se detallan a continuación los siguientes pasos:

A) La resistencia por ruptura a corte en un tornillo en conexiones tipo aplastamiento está dada por:

Para corte simple:

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b \quad (3.8.2.3.5-1)$$

Para corte doble:

$$\phi R_n = \phi F_{nv} (2A_b) \quad (3.8.2.3.5-2)$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

F_{nv} = resistencia nominal al corte (**tabla J3.2**)

Nominal Strength of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)		
Description of Fasteners	Nominal Tensile Strength, F_{nt} , ksi (MPa) ^[a]	Nominal Shear Strength in Bearing-Type Connections, F_{nv} , ksi (MPa) ^[a]
A307 bolts	45 (310)	27 (188) ^{[c][d]}
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are not excluded from shear planes	90 (620)	54 (372)
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are excluded from shear planes	90 (620)	68 (457)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are not excluded from shear planes	113 (780)	68 (457)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are excluded from shear planes	113 (780)	84 (579)
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are not excluded from shear planes	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded from shear planes	$0.75F_u$	$0.563F_u$

TABLA 3.8.2.3.5 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, ksi/cm2 (MPa)

Para determinar la resistencia de la conexión por corte en los tornillos, debe multiplicarse el valor obtenido de la fórmula **(3.8.2.3.5-1)** o **(3.8.2.3.5-2)** por el número total de tornillos.

B) La resistencia al aplastamiento en los agujeros de las partes conectadas está dada por

$$\phi R_n = \min \begin{cases} \phi (1.2 L_c t F_u) \\ \phi (2.4 d t F_u) \end{cases} \quad \text{(3.8.2.3.5-3)}$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

L_c = distancia libre entre el borde de un agujero y el borde libre o entre dos bordes de agujeros consecutivos.

t = espesor de la parte conectada

Para determinar la resistencia de la conexión por aplastamiento en los agujeros, debe multiplicarse el valor obtenido de la fórmula (3.8.2.3.5-3) por el número total de agujeros.

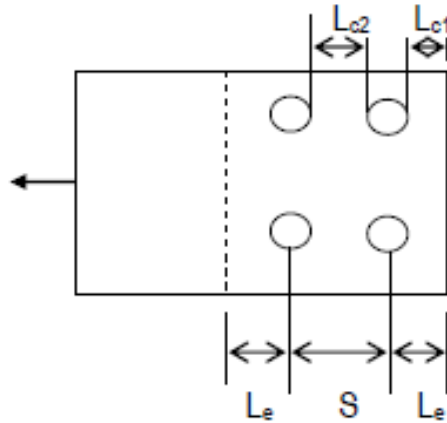


FIGURA N° 16-a

$$L_{c1} = L_e - \frac{1}{2}d'$$

$$L_{c2} = S - d'$$

$$d' = d + \frac{1}{16}''$$

Para determinar la resistencia de una conexión simple a tensión, debe revisarse también la resistencia a tensión del miembro principal. Entonces, la revisión de una conexión a tensión consiste en determinar las resistencias por los siguientes estados límite:

- 1-Ruptura por corte en los tornillos
- 2-Aplastamiento en el miembro principal
- 3-Aplastamiento en la placa de conexión
- 4-Resistencia a tensión del miembro principal

3.8.2.4 ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS ⁽⁵⁸⁾

Las vigas son miembros que soportan cargas transversales. Se usan generalmente en posición horizontal y quedan sujetas a cargas de gravedad o verticales; sin embargo, existen excepciones.

Si se aplican cargas de gravedad a una viga simplemente apoyada de gran longitud, la viga se flexionara hacia abajo y su parte superior estará en compresión y se comportara como un miembro a compresión. La sección transversal de esta “columna” consistirá en la porción de la sección transversal de la viga arriba del eje neutro. Para la viga usual, la “columna” tendrá un momento de inercia mucho menor respecto a su eje y o eje vertical que respecto a su eje x.

El pandeo lateral no ocurrirá si el patín de compresión de un miembro se soporta lateralmente a intervalos frecuentes.

3.8.2.4.1 PANDEO PLASTICO (ZONA 1)

Si experimentamos con una viga compacta con soporte lateral continuo en su patín de compresión, descubriríamos que es posible cargarla hasta que alcance su momento plástico M_p ; una carga mayor produciría una redistribución de momentos.

Si la longitud sin soporte lateral L_b del patín de compresión de un perfil compacto I o C, incluyendo los miembros híbridos, no excede a L_p (Si se usa análisis estático) o a L_{pd} (si se usa análisis plástico), entonces la resistencia a la flexión del miembro respecto a su eje mayor puede determinarse como sigue:

$$M_n = M_p = F_y * Z \leq 1.5 * M_y \quad (3.8.2.4.1-1)$$

$$M_u = \Phi_b * M_n \text{ con } \Phi_b = 0.9 \quad (3.8.2.4.1-2)$$

En un análisis elástico, L_b no debe exceder el siguiente valor L_p para que M_n sea igual a $F_y * Z$

$$L_p = \frac{-300 * r_y}{\sqrt{F_y f}} \quad (3.8.2.4.1-3)$$

(58) Mc CORMAC, Diseño de ESTRUCTURAS DE ACERO: MÉTODO LRFD, 2002, Pág. 242-268

En un análisis plástico de miembros con perfil I de simetría simple o doble con el patín de compresión mayor que el de tensión y cargados en el plano del alma L_b no debe exceder el valor de L_{pd} dado a continuación para que M_n sea igual a $F_y * Z$

$$L_{pb} = \frac{3600 + 2200 * (M1/M2) * r_y}{F_y} \quad (3.8.2.4.1-4)$$

En esta expresión M1 es el menor de los momentos en los extremos de la longitud no soportada de la viga y M2 es el mayor momento en el extremo de la longitud no soportada y la relación M1/M2 es positiva cuando los momentos flexionan al miembro en doble curvatura, y negativa si lo flexionan en curvatura simple.

Solo pueden considerarse aceros con valores de F_y menores o iguales a 65 KSI.

Para que esas secciones sean compactas las relaciones ancho a espesor de los patines y almas de secciones I y C están limitadas a los siguientes valores máximos, tomados de las especificaciones LRFD.

Para patines:

$$\lambda_p = \frac{b}{t} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad (3.8.2.4.1-5)$$

Para almas:

$$\lambda_p = \frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (3.8.2.4.1-6)$$

En esta última expresión, h es la distancia entre las puntas de los filetes en las partes superior e inferior del alma.

3.8.2.4.2 PANDEO INELASTICO (ZONA 2)

Si se proporciona soporte lateral intermitente al patín de compresión de una viga tal que el miembro pueda flexionarse hasta que se alcance la deformación de fluencia en algunos, pero no todos sus

elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo lateral, tendremos un pandeo inelástico.

Si la longitud sin soporte lateral L_b , de una sección compacta I o C es mayor a L_p , la viga fallara inelásticamente a menos que L_b sea mayor que la distancia L_r más allá de la cual la viga fallara elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo F_y .

3.8.2.4.2.1 COEFICIENTES DE FLEXION

En las fórmulas que se presentan en las siguientes secciones para pandeo elástico e inelástico, se usara el termino C_b . Este término es un coeficiente de momentos que se incluye en las fórmulas para tomar en cuenta el efecto de diferentes gradientes de momento sobre el pandeo torsional lateral.

En otras palabras, el pandeo lateral puede verse afectado considerablemente por las restricciones en los extremos y las condiciones de carga del miembro.

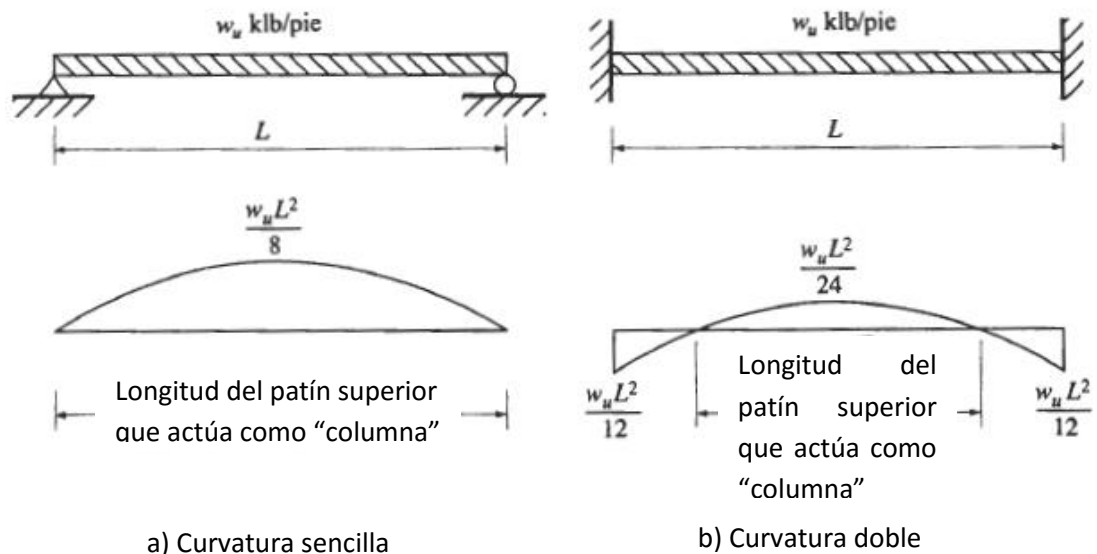


FIGURA N° 17

El momento en la viga sin soporte lateral de la figura 17 a) causa en el patín una peor condición de compresión que el momento en la viga

sin soporte lateral en la parte b) de la figura. La razón de esto es que el patín superior de la viga a) trabaja a compresión en toda su longitud, en tanto que en b), la longitud de la “columna”, o sea la longitud del patín superior que trabaja a compresión es mucho menor.

Para la viga simplemente apoyada en la parte a) de la figura, C_b se considera igual a 1.0 en tanto para la viga b) se considera mayor que 1.0. Las ecuaciones básicas de capacidad de momento para zonas 2 y 3 se dedujeron para vigas sin soporte lateral sujetas a curvatura simple con $C_b = 1.0$.

El valor C_b se determina con la expresión siguiente en la que $M_{m\acute{a}x}$ es el momento más grande en un segmento no soportado de una viga, en tanto que M_A , M_B y M_C son, respectivamente, los momentos en los puntos $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, y $\frac{3}{4}$ del segmento.

$$C_b = \frac{12.5 * M_{m\acute{a}x}}{2.5 * M_{m\acute{a}x} + 3 * M_A + 4 * M_B + 3 * M_C} \quad (3.8.2.4.2.1-1)$$

C_b es igual a 1.0 para voladizos donde el extremo libre no está soportado lateralmente.

3.8.2.4.2.2 CAPACIDAD POR MOMENTO

Conforme aumenta la longitud sin soporte lateral del patín de compresión de una viga más allá de L_p , la capacidad de la sección se reduce cada vez más.

Suponiendo $C_b = 1.0$, la capacidad permisible de momento para perfiles compactos I o C flexionados alrededor de sus ejes fuertes o x, puede determinarse como sigue, si $L_b = L_r$.

$$M_u = \Phi_b * M_r = \Phi_b * S_x * (F_{yw} - F_r) \quad (3.8.2.4.2.2-1)$$

L_r es una función de varias propiedades de la sección tales como su área, módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia y sus propiedades por torsión y alabeo.

Para valores intermedios de la longitud sin soporte, la capacidad de momento puede determinarse por proporciones o sustituyendo en la expresión al módulo final de este párrafo. Si C_b es mayor que 1.0, la sección resistirá momentos adicionales, pero no más de $\Phi_b * F_y * Z = \Phi_b * M_p$.

$$\Phi_b * M_n = C_b * (\Phi_b * M_p - BF * (L_b - L_p)) \leq \Phi_b * M_p \quad (3.8.2.4.2.2-2)$$

Alternativamente, el valor de M_n puede terminarse con la siguiente ecuación y multiplicado por Φ_b se obtiene M_u .

$$M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - M_r) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \quad (3.8.2.4.2.2-3)$$

3.8.2.4.3 PANDEO ELASTICO (ZONA 3)

Cuando una viga no está totalmente soportada lateralmente, puede fallar por pandeo lateral respecto al eje más débil entre los puntos de soporte lateral. Esto ocurrirá aunque la viga este cargada de manera que supuestamente debería flexionarse respecto al eje fuerte; la viga se flexionara inicialmente respecto al eje fuerte hasta que se alcance un cierto momento crítico M_{cr} . En ese instante se pandeará lateralmente, la tensión en el otro patín tratará de una flexión lateral u torcedura de la sección transversal de la viga.

El momento crítico o momento flexotorsionante M_{cr} en una viga estará formado de la resistencia torsionante mas la resistencia al alabeo de la sección. Estas se combinan como sigue:

$$M_{cr} = \sqrt{\text{Resistencia torsionante}^2 + \text{Resistencia al alabeo}^2}$$

Ecuación de la LRFD

$$M_{cr} = C_b * \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y * GJ + \left(\frac{\pi * E}{L_b} \right)^2 * I_y * C_w} \quad (3.8.2.4.3-1)$$

En esta ecuación G es el módulo de elasticidad por cortante del acero e igual a 11200 ksi, J es una constante de torsión y C_w es la constante de alabeo.

Esta expresión es aplicable a miembros con secciones I compactas con doble simetría, a canales cargadas en el plano de sus almas y a secciones I de simetría simple con sus patines de compresión mayores que los de tensión.

No es posible que ocurra el pandeo lateral torsionante si el momento de inercia de la sección respecto al eje de flexión es igual o menor que el momento de inercia fuera del plano.

3.8.2.4.4 SECCIONES NO COMPACTAS

Para que una sección sea compacta, la relación ancho espesor, b/t , de los patines de perfiles W o I no debe exceder un valor $\lambda_p = 65/\sqrt{F_y - 10}$ y las de las almas no deben exceder $\lambda_r = 970/\sqrt{F_y}$.

Para vigas no compactas, la resistencia nominal por flexión M_n es la menor de las resistencias, por pandeo lateral horizontal, por pandeo local del patín o por pandeo local del alma.

Si tenemos una sección no compacta, es decir, una con $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, el valor de M_n puede obtenerse por interpolación lineal entre M_p y M_r , de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

Para pandeo lateral torsionante:

$$M_n = C_b * \left(M_p - (M_p - M_r) * \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right) \leq M_p \quad (3.8.2.4.4-1)$$

Para pandeo local del patin y del alma

$$M_n = \left(M_p - (M_p - M_r) * \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right) \quad (3.8.2.4.4-2)$$

Si $\lambda > \lambda_r$, el estado límite de pandeo lateral torsionante y pandeo local del patín deben determinarse con la fórmula del apéndice del LRFD

que sigue donde S es el módulo de sección del miembro y F_{cr} es el esfuerzo crítico de diseño para miembros en compresión.

$$M_n = M_{cr} = S \cdot F_{cr} \leq M_p \quad (3.8.2.4.4-3)$$

3.8.3 DISEÑO DE ESTRIBOS

⁽⁵⁹⁾ Son la estructura que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.

Los estribos como son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), etc.

3.8.3.1 TIPOS DE ESTRIBOS ⁽⁶⁰⁾

3.8.3.1.1 ESTRIBO TIPO GRAVEDAD

Se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad, apenas se coloca cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar figuración superficial provocada por los cambios de temperatura.

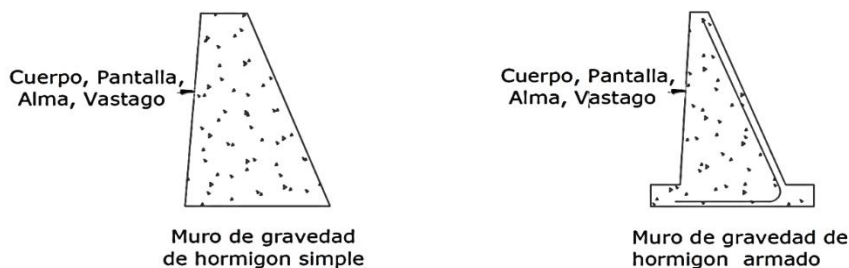


FIGURA Nº 18: ESTRIBO TIPO GRAVEDAD

(59) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. V-1

(60) RAMÍREZ CORIA PAOLA Y LEON AVILA NIKHY, APOYO DIDACTICO EN LA ASIGNATURA DE PUENTES CIV 312, 2010, Pág. 376 – 386

3.8.3.1.2 ESTRIBO TIPO SEMIGRAVEDAD EN VOLADIZO

Este estribo también conocido como estribo tipo pantalla consiste en una alma, cuerpo o vástago de hormigón y una losa base de hormigón, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortantes a los cuales están sujetos. Como se puede observar en la Figura 7, estos estribos pueden tener alas o aleros para retener el terraplén de la carretera. En la Figura 7, podemos observar un estribo con las alas perpendiculares al asiento del puente, este es conocido como estribo U.

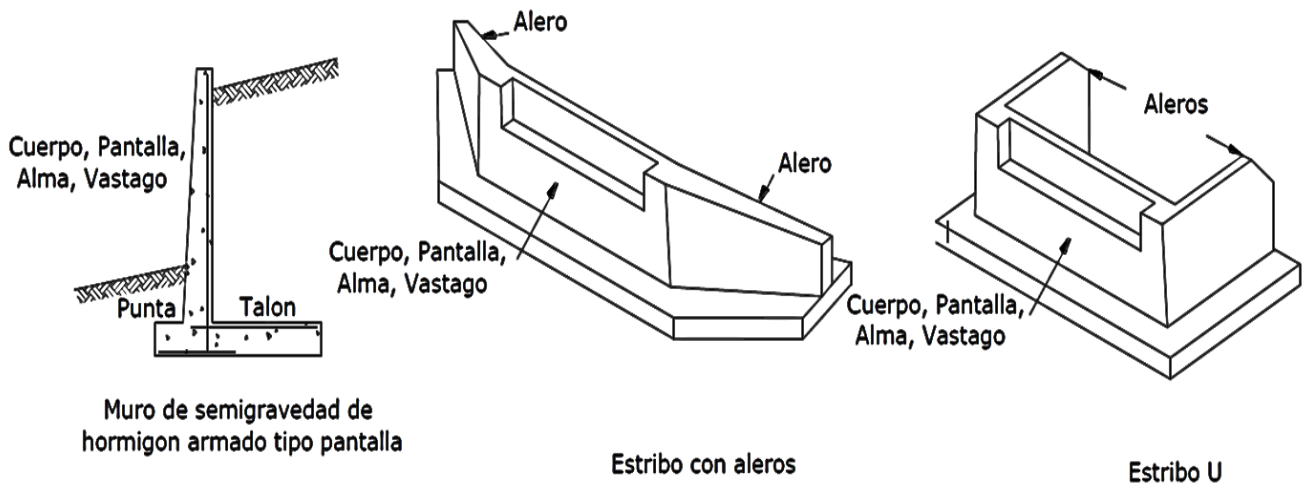
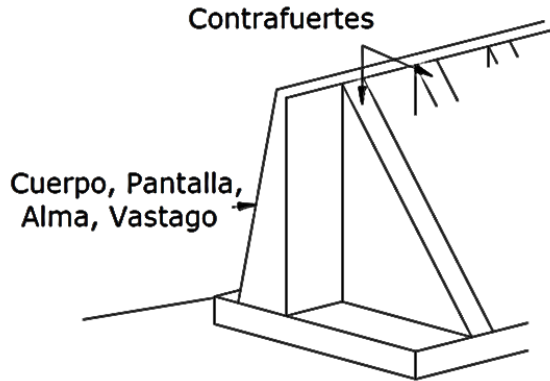


FIGURA N° 19: ESTRIBO TIPO SEMIGRAVEDAD EN VOLADIZO

3.8.3.1.3 ESTRIBO CON CONTRAFUERTES

Este estribo consiste en una delgada losa de hormigón (generalmente vertical) que sirve como paramento, soportada del lado interno mediante losas o contrafuertes verticales que forman ángulos rectos respecto del paramento. Tanto el paramento como los contrafuertes están conectados a una losa de base, y el espacio por encima de la losa de base y entre los contrafuertes se rellena con suelo. Todas las losas están totalmente armadas.



Muro de semigravedad con
contrafuertes de hormigón armado

FIGURA Nº 20: ESTRIBO CON CONTRAFUERTES

3.8.3.1.4 ESTRIBO DE CABALLETES SOBRE PILOTES CON ALEROS CORTOS

En este estribo los asientos del puente se apoyan sobre una viga la cual es soportada por una fila de pilotes.

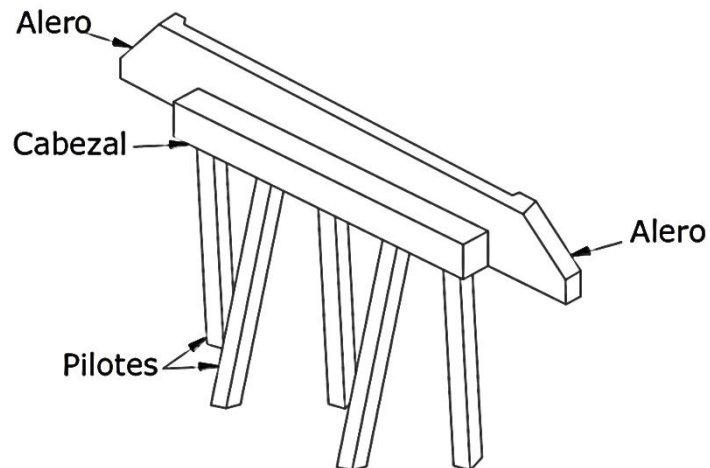


FIGURA Nº 21: ESTRIBO DE CABALLETES SOBRE PILOTES CON ALEROS CORTOS

3.8.3.2 ESTADOS LÍMITES

Se considera que se ha alcanzado un estado límite cuando un estribo falla para satisfacer su diseño. Los estados límites para el diseño de estribos pueden ser categorizados en: estados límites últimos o de resistencia, estados límites de servicio y estados límites de evento extremo, en el presente trabajo solo se desarrollaran los dos primeros.

3.8.3.2.1 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Un estribo alcanza un estado limite ultimo cuando la estructura de vuelve inestable. En el estado límite último, un estribo puede experimentar severos esfuerzos y daños estructurales, local y globalmente. También se pueden identificar varios modos de falla en el suelo que soporta el estribo, estos también son llamados estados límites últimos: incluyen la falla por capacidad de carga, falla por deslizamiento o resbalamiento, falla por volteo o vuelco.

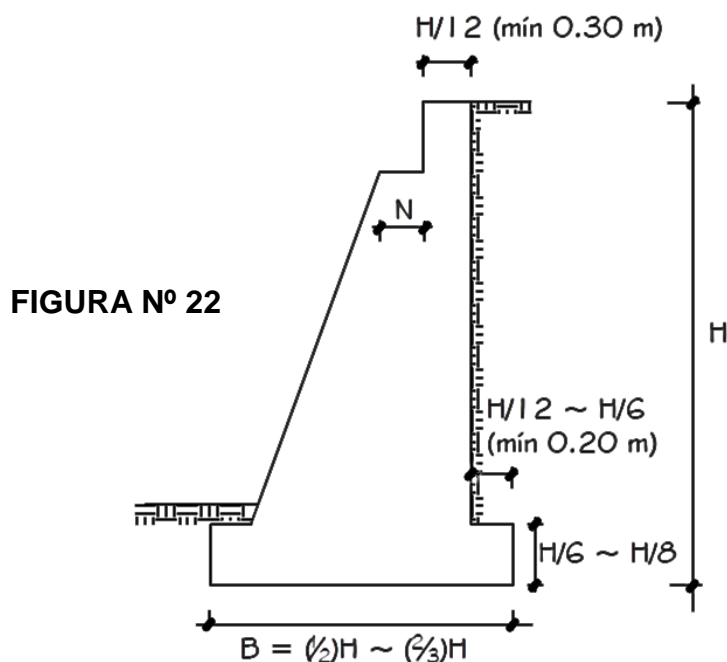
3.8.3.2.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Un estribo puede experimentar un estado límite de servicio debido a un excesivo deterioro o deformación. Los estados límites de servicio incluyen excesivos asentamientos totales o diferenciales, movimiento lateral, fatiga, fisuración.

3.8.3.3 PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS

3.8.3.3.1 ESTRIBOS DE GRAVEDAD

Los estribos de gravedad son macizos que utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno y otras cargas. No necesitan refuerzo y son adecuados cuando el terreno es de buena capacidad portante y la altura a cubrir no es superior a 6 metros. No son admitidas tracciones en cualquier sección del estribo.



Los anchos mínimos de cajuelas (2.11.2, Manual de Diseño de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú) se determinan eligiendo el mayor de los valores obtenidos entre calcular los máximos desplazamientos o como un porcentaje del ancho empírico de la cajuela N determinado por la ecuación:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H') * (1 + 0.000125S^2) \quad (3.8.3.3.1-1)$$

Dónde:

N = longitud mínima (empírica) de la cajuela, medida normalmente a la línea central del apoyo (mm).

L = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente ó al final del tablero del puente (mm). Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. Para puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).

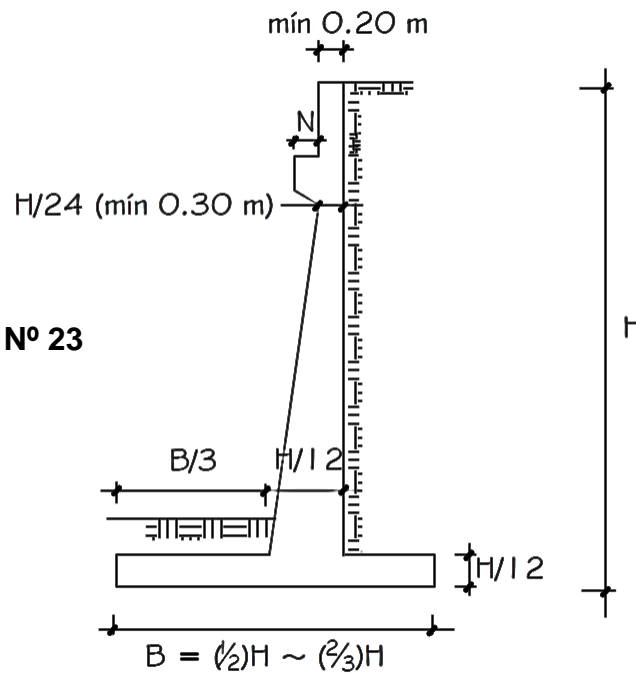
H' = para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, la altura promedio entre dos columnas ó pilares adyacentes (mm).

S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo ($^{\circ}$).

3.8.3.3.2 ESTRIBOS EN VOLADIZO

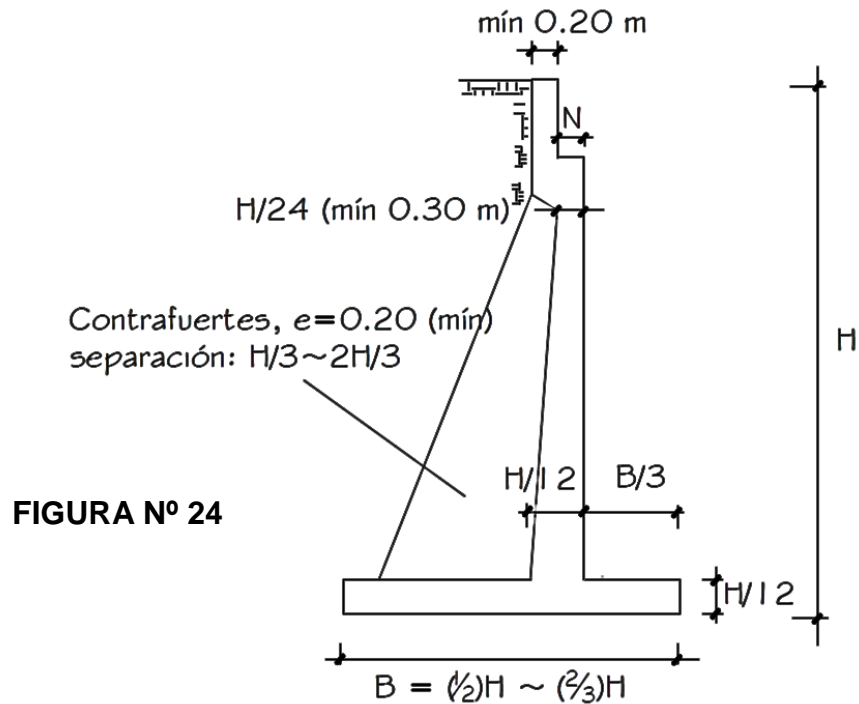
Son económicos cuando su altura está entre 4 y 10 metros. Adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante y cuando los agregados son escasos o el transporte de los mismos no es económico.

FIGURA Nº 23



3.8.3.3.3 ESTRIBOS CON PANTALLA Y CONTRAFUERTE

En este caso la pantalla vertical no se encuentra en voladizo sino más bien apoyada en los contrafuertes y el cimiento.



3.8.3.4 CARGAS DE DISEÑO

3.8.3.4.1 Consideraciones

Las cargas a considerar, en general son:

- Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.
- El peso propio del estribo y del relleno.
- El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos

e) Fuerza sísmica de la superestructura, de la infraestructura y del terreno.

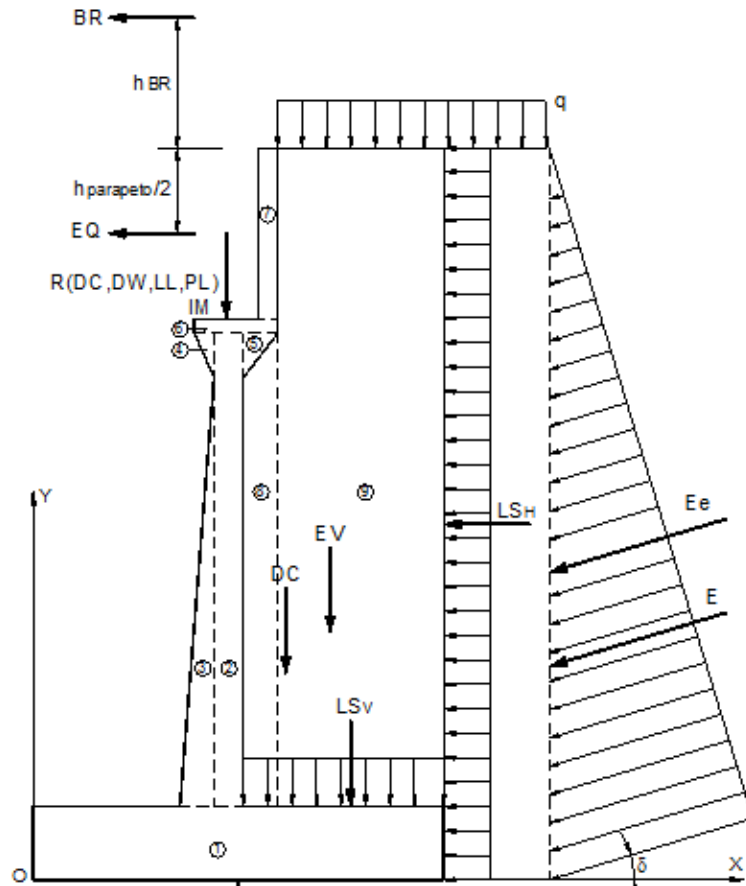


FIGURA Nº 25: Representación de cargas de diseño para

3.8.3.4.2 Casos

a) Caso I (Solo estribo)

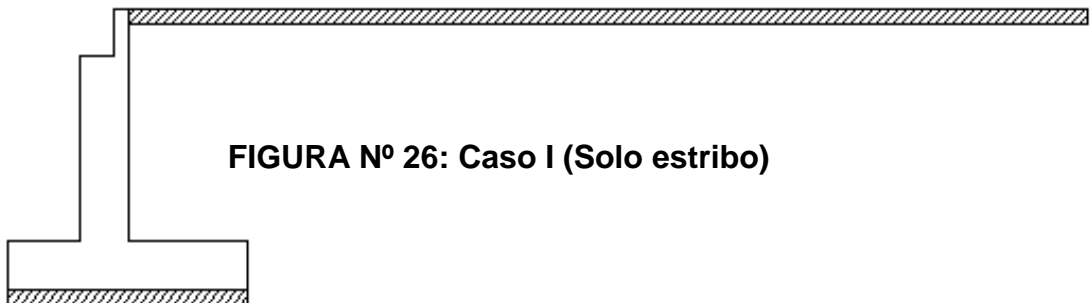


FIGURA Nº 26: Caso I (Solo estribo)

- Combinaciones:

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

- $1.25Dc + 1.35Ev + 1.5Eh$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 0.9Eh$
- $0.9Dc + 1.00Ev + 1.5Eh$

ESTADO LÍMITE DE EVENTOS EXTREMOS I

- $1.25Dc + 1.35Ev + 1.5Eh + 1.00Eq$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 0.9Eh + 1.00Eq$
- $0.9Dc + 1.35Ev + 1.5Eh + 1.00Eq$

b) Caso II (Camión entrando al puente)

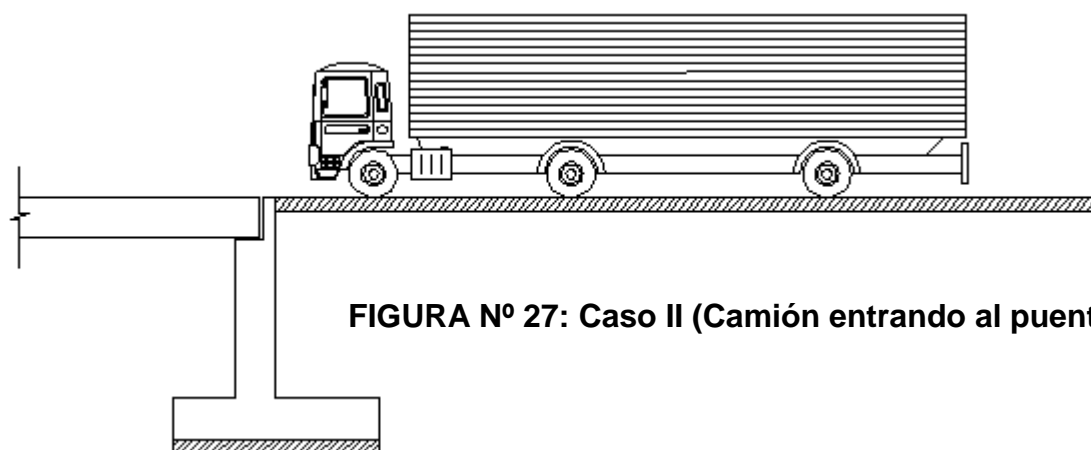


FIGURA Nº 27: Caso II (Camión entrando al puente)

- Combinaciones:

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

- $1.25Dc + 1.35Ev + 1.5Eh + 1.75Ls + 1.5Dw$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 0.9Eh + 1.75Ls + 1.5Dw$
- $0.9Dc + 1.00Ev + 1.5Eh + 1.75Ls + 1.5Dw$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 1.5Eh + 1.75Ls + 1.5Dw + 1.4Ws$
- $0.9Dc + 1.00Ev + 1.5Eh + 1.75Ls + 1.5Dw + 1.4Ws$
- $1.00Dc + 1.00Ev + 1.00Eh + 1.00Ls + 1.0Dw + 0.30Ws$
- $1.00Dc + 1.00Ev + 1.00Eh + 1.30Ls + 1.0Dw$
- $1.00Dc + 1.00Ev + 1.00Eh + 1.00Ls + 1.0Dw + 0.70Ws$

ESTADO LÍMITE DE EVENTOS EXTREMOS I

- $1.25Dc + 1.35Ev + 1.5Eh + 0.5Ls + 1.5Dw + 1.00Eq$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 0.9Eh + 0.5Ls + 1.5Dw + 1.00Eq$
- $0.9Dc + 1.00Ev + 1.5Eh + 0.5Ls + 1.5Dw + 1.00Eq$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 1.5Eh + 0.5Ls + 1.5Dw + 1.4Ws + 1.00Eq$
- $0.9Dc + 1.00Ev + 1.5Eh + 0.5Ls + 1.5Dw + 1.4Ws + 1.00Eq$
- $1.00Dc + 1.00Ev + 1.00Eh + 0.5Ls + 1.0Dw + 0.30Ws + 1.00Eq$
- $1.00Dc + 1.00Ev + 1.00Eh + 0.5Ls + 1.0Dw + 1.00Eq$
- $1.00Dc + 1.00Ev + 1.00Eh + 0.5Ls + 1.0Dw + 0.70Ws + 1.00Eq$

c) Caso III (Camión en el puente)

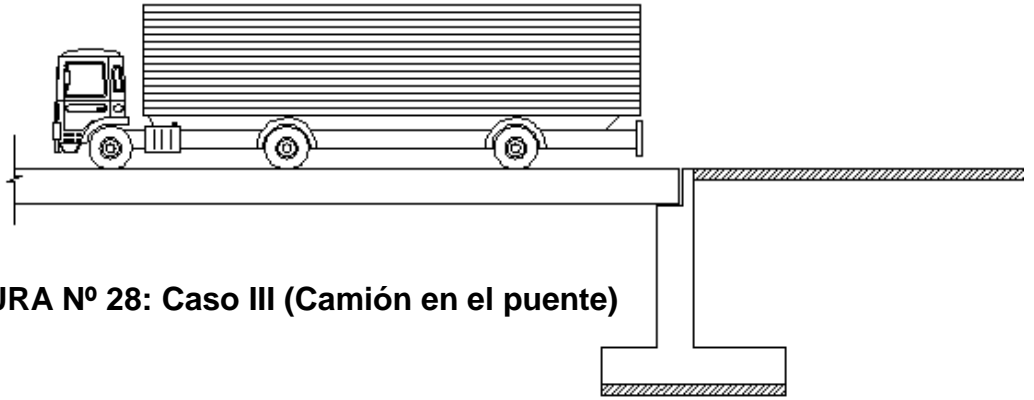


FIGURA Nº 28: Caso III (Camión en el puente)

- Combinaciones:

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

- $1.25Dc + 1.35Ev + 1.5Eh + 1.5Dw + 1.75LL + 1.75BR + 1.75PL$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 0.9Eh + 1.5Dw + 1.75LL + 1.75BR + 1.75PL$
- $0.9Dc + 1.00Ev + 1.5Eh + 1.5Dw + 1.75LL + 1.75BR + 1.75PL$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 1.5Eh + 1.5Dw + 1.35LL + 1.35BR + 0.4Ws + 1.00WL + 1.35PL$

- $1.25Dc + 1.35Ev + 0.9Eh + 1.5Dw + 1.35LL + 1.35BR + 0.4Ws + 1.00WL + 1.35PL$
- $0.9Dc + 1.00Ev + 1.5Eh + 1.5Dw + 1.35LL + 1.35BR + 0.4Ws + 1.00WL + 1.35PL$
- $1.00Dc + 1.00Ev + 1.00Eh + 1.00Dw + 1.00LL + 1.00BR + 0.3Ws + 1.00WL + 1.00PL$
- $1.00Dc + 1.00Ev + 1.00Eh + 1.00Dw + 1.30LL + 1.30BR + 1.30PL$

ESTADO LÍMITE DE EVENTOS EXTREMOS I

- $1.25Dc + 1.35Ev + 1.5Eh + 1.5Dw + 0.5LL + 0.5BR + 0.5PL$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 0.9Eh + 1.5Dw + 0.5LL + 0.5BR + 0.5PL$
- $0.9Dc + 1.00Ev + 1.5Eh + 1.5Dw + 0.5LL + 0.5BR + 0.5PL$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 1.5Eh + 1.5Dw + 0.5LL + 0.5BR + 0.4Ws + 1.00WL + 0.5PL$
- $1.25Dc + 1.35Ev + 0.9Eh + 1.5Dw + 0.5LL + 0.5BR + 0.4Ws + 1.00WL + 0.5PL$
- $0.9Dc + 1.00Ev + 1.5Eh + 1.5Dw + 0.5LL + 0.5BR + 0.4Ws + 1.00WL + 0.5PL$
- $1.00Dc + 1.00Ev + 1.00Eh + 1.00Dw + 0.5LL + 0.5BR + 0.3Ws + 1.00WL + 0.5PL$
- $1.00Dc + 1.00Ev + 1.00Eh + 1.00Dw + 0.5LL + 0.5BR + 0.5PL$

c) Caso IV (Camión en el puente y Camión entrando al puente)

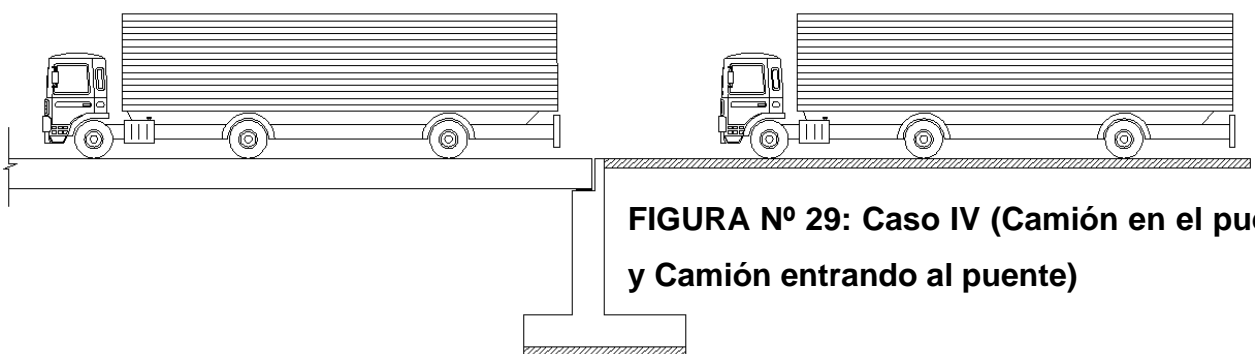


FIGURA Nº 29: Caso IV (Camión en el puente y Camión entrando al puente)

DE RESISTENCIA I

- $1.25D_c + 1.35E_v + 1.5E_h + 1.5D_w + 1.75LL + 1.75BR + 1.75PL$
- $1.25D_c + 1.35E_v + 0.9E_h + 1.5D_w + 1.75LL + 1.75BR + 1.75PL$

ESTADO LÍMITE DE EVENTOS EXTREMOS I

- $1.25D_c + 1.35E_v + 1.5E_h + 1.5D_w + 0.5LL + 0.5BR + 0.5PL + 1.00E_q$
- $0.9D_c + 1.35E_v + 0.9E_h + 1.5D_w + 0.5LL + 0.5BR + 0.5PL + 1.00E_q$

3.8.3.4.3 Cargas

- EMPUJE DEL SUELO: EH, ES, LS

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: sobrecarga de suelo

LS: sobrecarga viva

El empuje del suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción sueloestructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente del relleno, e inclinación del muro.

a). EMPUJE HORIZONTAL DEL SUELO

Se asumirá como:

$$p = k \times \gamma_s \times g \times z \quad (10^{-6}) \quad (3.8.3.4.3.a-1)$$

Donde:

- p = empuje lateral del suelo (MPa)
- k = coeficiente de empuje lateral, tomado como k_0 para muros que no se deforman ni se mueven, k_a para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.
- γ_s = densidad del suelo (kg/m³)
- z = profundidad del suelo debajo de la superficie (m)
- g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Se asumirá que la carga del suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro.

b). COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL EN REPOSO (k_0)

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi_f) \quad (3.8.3.4.3.b-1)$$

Para suelos sobreconsolidados:

$$k_0 = (1 - \text{sen}(\varphi_f)) \times (OCR)^{\text{sen}(\varphi_f)} \quad (3.8.3.4.3.b-2)$$

Donde:

- φ_f = ángulo efectivo de fricción del suelo
- k_0 = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo
- OCR = relación de sobreconsolidación

c). COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL ACTIVO (k_a)

$$ka = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi f)}{r(\text{sen}^2\theta \times \text{sen}(\theta - \delta))}$$

Donde:

$$r = \left(\sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi f + \delta) \times \text{sen}(\varphi f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \times \text{sen}(\theta + \beta)}} \right)^2 \quad (3.8.3.4.3.c-2)$$

- δ = ángulo de fricción entre relleno y muro
- β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal
- θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal
- φf = ángulo efectivo de fricción interna

d). COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL PASIVO (k_p)

El coeficiente de presión activa de Coulomb es:

$$ka = \frac{\text{sen}^2(\theta - \varphi f)}{r(\text{sen}^2\theta \times \text{sen}(\theta + \delta))} \quad (3.8.3.4.3.d-1)$$

$$r = \left(1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi f + \delta) \times \text{sen}(\varphi f + \beta)}{\text{sen}(\theta + \delta) \times \text{sen}(\theta + \beta)}} \right)^2 \quad (3.8.3.4.3.d-2)$$

Sin embargo, conforme el valor de δ crece, el método de cálculo de Coulomb da valores erróneos crecientes de P_p .

e). SOBRECARGA VIVA (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

Altura del estribo (m)	h_{eq} (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

TABLA 3.8.3.5.e) Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos

3.8.3.5 PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO DE ESTRIBOS

Paso 1.- Seleccionar las dimensiones del muro.

Paso 2.- Determinar las cargas y las presiones de tierra.

Paso 3.- Calcular las fuerzas de reacción en la base

Paso 4.- Revisar los criterios de seguridad y estabilidad.

a) Ubicación de la componente normal de la reacción

b) Capacidad de apoyo en la base

c) Seguridad frente al deslizamiento

Paso 5.- Revisar las dimensiones del muro y repetir los pasos 2-4 hasta satisfacer el criterio de estabilidad.

a) Asentamiento dentro los límites tolerables

b) Seguridad frente a la falla por cortante profunda.

Paso 6.- Si las dimensiones no llegan a ser razonables, se debe considerar el uso de pilotes.

3.8.3.6 CONSIDERACIONES PARA ESTABILIDAD

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

a). VUELCO – ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA Y EVENTO EXTREMO

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga γ mínimos (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan vuelco se usan con factores de carga γ máximos (caso de cargas EH y otras).

Para el estado límite de Resistencia, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$) excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $3/4$ centrales ($e \leq 3/8 B$) (Art. 11.6.3.3 de la AASTHO). Para el estado límite de evento extremo y con $\gamma_{EQ} = 0$, mantener la fuerza resultante en la base del cimiento dentro de los $2/3$ centrales ($e \leq 1/3 B$) de las dimensiones del cimiento para cualquier suelo. Si en cambio $\gamma_{EQ} = 1$, mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los $8/10$ centrales ($e \leq 2/5 B$). Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados para definir las restricciones referidas a la ubicación de la resultante (Art. 11.6.5 de la AASTHO). En caso de cimientos cargados biaxialmente, estos requerimientos deben aplicarse en ambas direcciones.

b). DESLIZAMIENTO – ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA Y EVENTO EXTREMO

El valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional ($\phi_T Q_T$) actuando a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del terreno ($\phi_{EP} Q_{EP}$) actuando en la cara vertical correspondiente. Esto es:

$$Q_R = \phi_T \times Q_T + \phi_{EP} \times Q_{EP} \quad \mathbf{(3.8.3.6.b-1)}$$

Donde:

- $Q_T = (V) \tan \delta$ **(3.8.3.6.b-2)**
- δ = ángulo de fricción entre la base del cimiento y el suelo
- $\tan \delta = \tan \phi_f$ para concreto vaciado directamente al suelo
- V = fuerza vertical total sobre el cimiento
- ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo.

Para el estado límite de Evento Extremo, $\phi_{T=}$ 1.0 y ϕ_{EP} = 1.0. Si la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones, se debe usar ϕ_{EP} = 0 para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo.

Nota: La resistencia factorada al deslizamiento debe ser mayor o igual a las cargas horizontales factoradas aplicadas.

c). PRESIONES EN LA BASE – ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA Y EVENTO EXTREMO

Se calculan los esfuerzos basados en una distribución uniforme; en estribos cargados excéntricamente cimentados sobre roca, se supone una distribución de presiones triangular o trapezoidal.

- MÉTODO DE MEYERHOF

Hallar la excentricidad e con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas:

$$e = \frac{\sum \text{Momentos Factorados Actuales}}{\sum \text{Fuerzas Verticales Factorados Actuales}} \quad \text{(3.8.3.6.c-1)}$$

Determinar los esfuerzos verticales factorados. Si la estructura está cargada biaxialmente, el cálculo se realiza en ambas direcciones. Basados en una distribución de presión uniforme actuando en la base (suelo no rocoso), el valor de q es:

$$q = \frac{\sum \text{Fuerzas Verticales Factorados Actuantes}}{B - 2e} \quad (3.8.3.6.c-2)$$

Donde:

- B = Ancho del cimiento en el plano de cargas
- B - 2e = Ancho efectivo de cimiento
- Vu = Suma de las fuerzas verticales factoradas.

Para suelo rocoso la distribución de presiones es trapezoidal o triangular:

$$q_{\text{máx}} = \frac{Vu}{B} \left(1 + \frac{6xe}{B} \right) \quad (3.8.3.6.c-3)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{Vu}{B} \left(1 - \frac{6xe}{B} \right) \quad (3.8.3.6.c-4)$$

TERRENO NO ROCOSO:

FIGURA Nº 30: Estabilidad de un estribo sobre terreno no rocoso

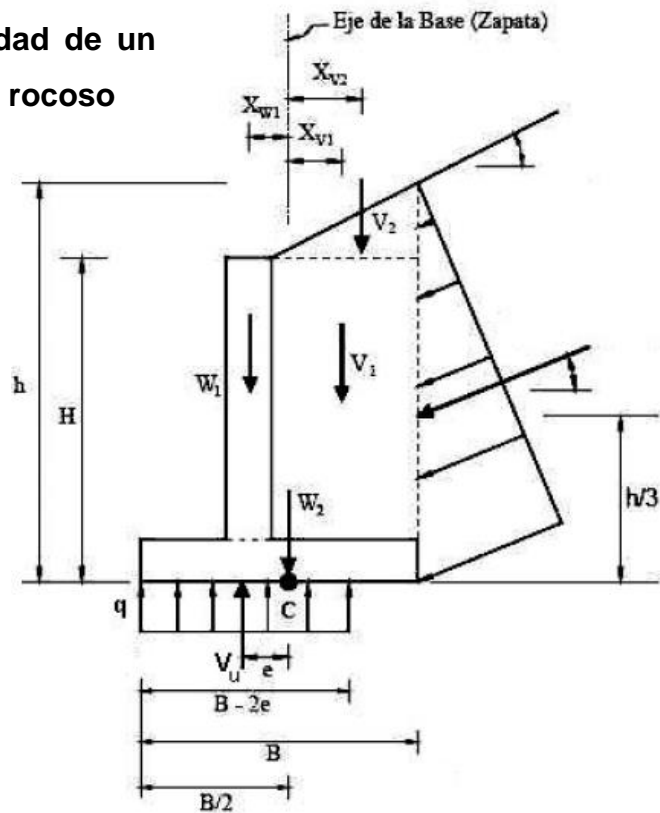
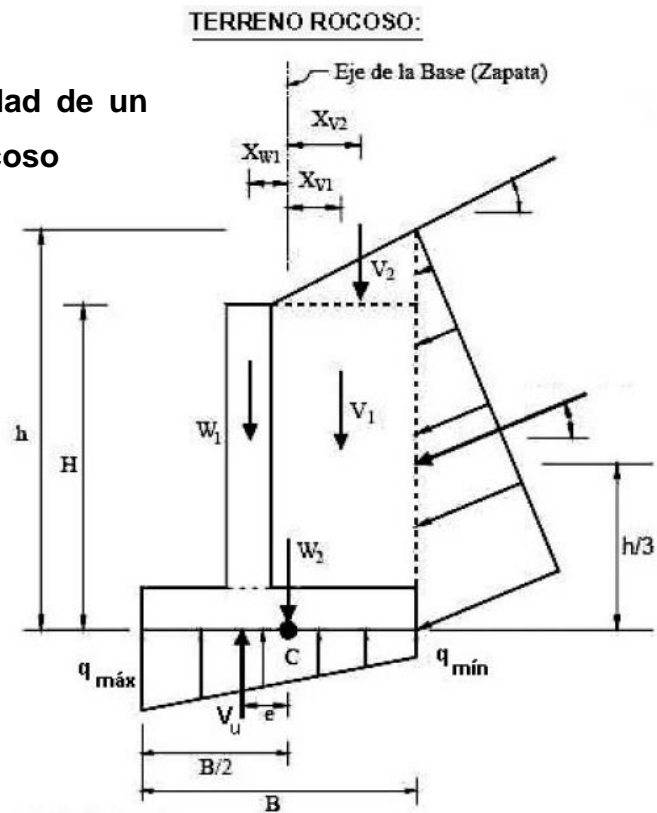


FIGURA N° 31: Estabilidad de un estribo sobre terreno rocoso



Comparar q ó $q_{\text{máx}}$, que incluyen factores de carga, con la capacidad portante del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo, multiplicado por el factor de resistencia apropiado). La capacidad de apoyo factorada (resistencia) debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado:

$$qR \leq \phi b \times q_n \quad (3.8.3.6.c-5)$$

Donde:

$q_n = q_u$ = capacidad portante última no factorada para el estado límite apropiado.

ϕ_b = factor de resistencia.

**TABLA N° 3.8.3.6 Factores de Resistencia en Cimientos Superficiales,
Estado límite de resistencia**

Tipo de Resistencia		Método/Suelo/Condición	Factor de Resistencia
Resistencia de apoyo	ϕ_b	Método Teórico (Munfakh, 2001), arcilla	0.50
		Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando CPT	0.50
		Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando SPT	0.45
		Método Semi-empírico (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Cimiento sobre roca	0.45
		Prueba de carga en placas	0.55
Deslizamiento	ϕ_τ	Concreto pre-moldeado sobre arena	0.90
		Concreto vaceado en el lugar sobre arena	0.80
		Concreto pre-moldeado o vaceado en el lugar, sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{ep}	Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno	0.50

3.8.3.7 CONSIDERACIONES SÍSMICAS

La presión lateral del terreno en estructuras de retención, es amplificada en caso de sismos debido a la aceleración horizontal de la masa retenida de terreno. En caso de estructuras de retención altas ($H > 10$ m) como es el caso de estribos, las cargas sísmicas deben contemplarse, usándose a menudo la solución de Mononobe-Okabe.

El método de Mononobe-Okabe es un método pseudo-estático que desarrolla una presión de fluido estática equivalente para modelar la presión sísmica del terreno sobre el muro. Es aplicable cuando:

- El muro no está restringido y es capaz de deformar lo suficiente para accionar la presión activa del terreno retenido.
- El terreno de relleno es no cohesivo y no saturado
- La cuña activa de suelo que define la superficie de falla y carga el muro, es plana.
- Las aceleraciones son uniformes a través de la masa de suelo retenido.

La presión del terreno incluyendo la acción sísmica, se determina con:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \times k_{AE} \times \gamma_t (1 - k_v) \times H^2 \quad (3.8.3.7-1)$$

Siendo el coeficiente de presión activa sísmica del terreno:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \times \cos^2\beta \times \cos(\delta + \beta + \theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \times \text{sen}(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \times \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.8.3.7-2)$$

Donde:

- γ_t = Peso unitario del terreno
- H = Altura del terreno retenida por el muro
- k_v = Coeficiente de aceleración vertical
- k_h = Coeficiente de aceleración horizontal
- φ = Ángulo de fricción interna del suelo
- $\theta = \text{arc tan } [k_h / (1 - k_v)] \quad (3.8.3.7-3)$
- β = Ángulo de inclinación del muro con la vertical (sentido negativo como se ilustra)
- δ = Ángulo de fricción entre el suelo y el estribo
- i = Ángulo de inclinación del material de relleno con la horizontal

El valor de h_a , la altura a la cual la resultante del empuje del suelo actúa sobre el estribo, se puede tomar igual a H/3 para un caso estático que no involucre efectos sísmicos. Sin embargo este valor aumenta a medida que aumentan las sollicitaciones de origen sísmico. Seed y Whitman han sugerido que h_a se podría obtener suponiendo que la componente estática del esfuerzo del suelo actúa a H/3 de la base del estribo, mientras que se podría considerar que el

esfuerzo dinámico adicional actúa a una altura $h=0.6H$. Sin embargo, para la mayoría de las aplicaciones será suficiente asumir $h=0.5H$ con un empuje uniformemente distribuido (A.11.11.1.1 de la AASTHO).

La expresión para la fuerza pasiva actuando cuando el muro sufre el empuje del suelo es:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \times k_{AE} \times \gamma_t (1 - k_v) \times H^2 \quad (3.8.3.7-4)$$

Siendo el coeficiente de presión pasiva sísmica del terreno:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \times \cos^2\beta \times \cos(\delta + \beta + \theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \times \text{sen}(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \times \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.8.3.7-5)$$

Para estimar la presión lateral del terreno por la acción sísmica, el coeficiente de aceleración vertical, k_v , se asume por lo general igual a cero y el coeficiente de aceleración horizontal, k_h , se toma como:

$k_h = 0.5A$, para muros donde es posible movimientos horizontales de hasta aproximadamente $250A$ mm. (p.e.: muros de gravedad, en voladizo, etc.), y

$k_h = 1.5A$, para muros en que el desplazamiento horizontal es cero (p.e.: estribos integrales, muros anclados, etc.)

Siendo:

A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal (% g)

3.8.4 DISEÑO DE PILARES

⁽⁶¹⁾ Los pilares proporcionan soporte vertical a los tableros de puentes y tienen dos funciones principales.

- Transferir las cargas verticales de la superestructura a las cimentaciones.
- Resistir las fuerzas horizontales que actúan sobre el puente.

En la actualidad los pilares que tradicionalmente se diseñaban para soportar cargas verticales, ahora se diseñan para resistir cargas laterales causadas por sismo

3.8.4.1 REFUERZO MAXIMO Y MINIMO EN MIEMBROS A COMPRESION ⁽⁶¹⁾

La máxima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} * F_{pu}}{A_g * F_y} \leq 0.08 \quad (3.8.4.1-1)$$

$$\frac{A_{ps} * F_{pe}}{A_g * F'_c} \leq 0.30 \quad (3.8.4.1-2)$$

La mínima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{A_s * F_y}{A_g * F'_c} + \frac{A_{ps} * F_{pu}}{A_g * F'_c} \leq 0.135 \quad (3.8.4.1-3)$$

Dónde:

- A_{ps} = Área de acero del pretensado
- A_s = Área de la armadura de tracción no pretensada
- A_g = Área bruta de la sección
- f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado
- f_y = Tensión de fluencia especificada de las barras de armadura

(61) GARCIA-ROSSEL CESAR, ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO, 2006, Pág. 136

(62) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. VI-1

- F'_c = Resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días
- f_{pe} = Tensión de pretensado efectiva

El mínimo número de barras de armadura longitudinal deberá ser seis para disposiciones circulares y cuatro para disposiciones rectangulares. El tamaño mínimo de barra será N° 16.

3.8.4.2 EVALUACION DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ ⁽⁶³⁾

Para los elementos desplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{KLu}{r} < 22 \quad \text{(3.8.4.2-1)}$$

Para los elementos que no se desplazan, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si:

$$\frac{KLu}{r} < 34 - 12 * \frac{M1}{M2} \quad \text{(3.8.4.2-2)}$$

Siendo $M1$ y $M2$ el menor y mayor momento de extremo respectivamente, y el término $(M1/M2)$ positivo para flexión de curvatura única.

Para el diseño de elementos comprimidos no pretensados con $Klu/r < 100$, se puede utilizar el siguiente procedimiento aproximado:

- El diseño se basa en una carga axial mayorada P_u , determinada mediante análisis elástico y un momento mayorado amplificado M_c , como se especifica en el Art. 4.5.3.2.2b.

⁽⁶³⁾ RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. VI-1, VI-2

- La longitud sin apoyo lateral L_u de un elemento comprimido se toma como la distancia libre entre elementos capaces de proveer apoyo lateral a los elementos comprimidos. Si hay acartelamientos, la longitud sin apoyo lateral se toma hasta el extremo de cualquier acartelamiento en el plano considerado.

- El radio de giro r se calcula para la sección bruta del hormigón.

- Para los elementos sin desplazamiento, a menos que mediante un análisis se demuestre que es posible utilizar un valor menor, $K = 1.0$.

- Para los elementos que se desplazan, K se determina considerando debidamente los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa, y nunca se tomará menor que 1.0.

En ausencia de cálculos más precisos, el valor EI se toma como el valor mayor entre:

$$EI = \frac{\frac{E_c * I_g}{5} + E_s * I_s}{I + Bd} \quad (3.8.4.2-3)$$

$$EI = \frac{\frac{E_c * I_g}{2.5}}{I + Bd} \quad (3.8.4.2-4)$$

Dónde:

- E_c = Módulo de elasticidad del hormigón.
- I_g = Momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico.
- E_s = Módulo de elasticidad del acero longitudinal
- I_s = Momento de inercia del acero longitudinal respecto del eje baricéntrico.

- β_d = Relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre positivo.

3.8.4.3 FLEXION BIAxIAL

En vez de realizar un análisis en base a condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para flexión biaxial, los elementos no circulares solicitados a flexión biaxial y compresión se pueden dimensionar utilizando las siguientes expresiones aproximadas:

Si la carga axial mayorada es mayor o igual que $0.10 \phi f'_c A_g$:

$$\frac{1}{Pr_{sy}} = \frac{1}{Pr_x} + \frac{1}{Pr_y} - \frac{1}{\phi * P_o} \quad (3.8.4.3-1)$$

Siendo:

$$P_o = 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y \quad (3.8.4.3-2)$$

Si la carga axial mayorada es menor que $0.10 \phi f'_c A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{Mr_x} + \frac{M_{uy}}{Mr_y} \leq 1.0 \quad (3.8.4.3-3)$$

Dónde:

- ϕ = factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial.
- P_{rxy} = resistencia axial mayorada en flexión biaxial.
- P_{rx} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_y es la única presente.
- P_{ry} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_x es la única presente.
- P_u = fuerza axial mayorada aplicada.
- M_{ux} = momento mayorado aplicado respecto del eje X.
- M_{uy} = momento mayorado aplicado respecto del eje Y

- e_x = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección X, es decir $=M_{uy} / P_u$
- e_y = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección Y, es decir $= M_{ux} / P_u$

La resistencia axial mayorada P_{rx} y P_{ry} no se deberá tomar mayor que el producto entre el factor de resistencia ϕ y la máxima resistencia nominal a la compresión.

3.8.4.4 AMPLIFICACION DE MOMENTOS VIGA-COLUMNA

Los momentos o tensiones mayorados se pueden incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s1} \quad (3.8.4.3-1)$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s} \quad (3.8.4.4-1)$$

Siendo:

$$\delta_b = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{\phi * Pe}} \geq 1.0$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\phi * \sum Pe}} \geq 1.0$$

Dónde:

- P_u = Carga axial mayorada
- P_e = Carga de pandeo de Euler
- ϕ = Factor de resistencia para compresión axial.
- M_{2b} = Momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo.

- f_{2b} = Tensión correspondiente a M_{2b} .
- M_{2s} = Momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ , mayor que $L_u / 1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo.
- f_{2s} = Tensión correspondiente a M_{2s} .

Para columnas compuestas de acero/hormigón la carga de pandeo de Euler, P_e . Para todos los demás casos P_e se deberá tomar como:

$$P_e = \frac{\pi^2 * EI}{(KL_u)^2} \quad (3.8.4.4-5)$$

Dónde:

- L_u = longitud no apoyada de un elemento comprimido.
- K = factor de longitud efectiva.
- E = módulo de elasticidad.
- I = momento de inercia respecto del eje considerado

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ_s se deberá tomar como 1.0 a menos que un análisis indique que se puede utilizar un valor menor.

Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ_b se deberá determinar como para un elemento arriostrado y δ_s como para un elemento no arriostrado.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, C_m se puede tomar como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 * \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4 \quad (3.8.4.4-6)$$

Dónde:

- M_{1b} = menor momento de extremo
- M_{2b} = mayor momento de extremo

La relación M_{1b}/M_{2b} se considera positiva si el componente se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona en doble curvatura.

3.8.5 DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS

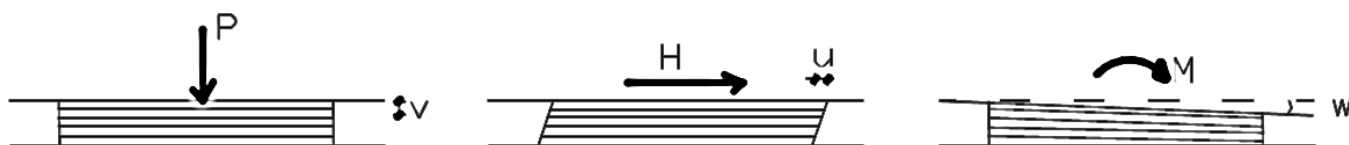
3.8.5.1 DEFINICIÓN ⁽⁶⁴⁾

Los apoyos elastoméricos tienen como función distribuir las cargas sobre el área de soporte de la superestructura del puente a la vez que nivelan las irregularidades de la superficie del acabado del concreto de la superestructura o de los apoyos.

El comportamiento de esos apoyos depende de las características de deformación bajo cargas de servicio. Por esta razón, el diseño de los apoyos se lleva a cabo basado en cargas de servicio (no mayoradas)

Los apoyos elastoméricos son construidos en elastómero, material que posee la capacidad de recuperar total o parcialmente su forma original una vez se suspenden las cargas.

FIGURA Nº 32:



SOLICITACIONES EN DISPOSITIVOS DE APOYO

(64) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. VI-5, VI-6

3.8.5.2 TIPOS DE DISPOSITIVOS ⁽⁶⁵⁾

Pueden ser clasificados como fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones pero restringen los movimientos traslacionales. Los de expansión permiten movimientos traslacionales y rotaciones.

3.8.5.3 CARACTERÍSTICAS DEL APOYO ELASTOMÉRICO

- Utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita traslaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos.
- Son flexibles en cortante pero a la vez muy rígidos para los cambios volumétricos; en compresión, se expanden lateralmente.
- En puentes de tramos medio a corto, donde las cargas son bajas, es posible utilizar elastómeros simples. Para cargas sustanciales es posible reforzar el elastómero con acero (zunchos) o fibra de vidrio.
- Los dispositivos de elastómero zunchados están conformados por capas de neopreno y láminas de acero alternadas adheridas al caucho por vulcanización.

3.8.5.2 ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD ⁽⁶⁶⁾

De los métodos A y B propuestos por las Especificaciones, el Método A brinda por limitaciones de esfuerzo, apoyos de menor capacidad que los diseñados con el Método B. Sin embargo, aquellos diseñados por el Método B requieren de pruebas y control de calidad adicionales).

⁽⁶⁵⁾ RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. IV-1

⁽⁶⁶⁾ RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. IV-1

3.8.5.2.1 APOYOS DE ELASTOMERO REFORZADOS CON ACERO – METODO B

Los apoyos de elastómero reforzados con acero contendrán capas alternadas de elastómero y acero de refuerzo. Estos apoyos podrán así mismo agregar a éstas, placas externas de acero en la parte superior e inferior.

Las capas superior e inferior de elastómero tendrán grosores no mayores que el 70% del grosor de las capas internas.

El factor de forma de una capa S_i , resulta de dividir el área plana del elastómero por el área del perímetro. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)} \quad (3.8.5.2.1-1)$$

Dónde:

- L = longitud del apoyo de elastómero rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente).
- W = ancho del apoyo, en dirección transversal.
- h_{ri} = grosor de la capa i -ésima de elastómero en el apoyo.

Para apoyos circulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_i = \frac{D}{4h_{ri}} \quad (3.8.5.2.1-2)$$

(1) RODRÍGUEZ SERQUÉN, ARTURO, Puentes Con AASHTO-LRFD 2010, 2012, Pág. IV-7, Pág. IV-11

3.8.5.2.2 PROPIEDADES DEL MATERIAL

La escala de dureza puede usarse para especificar el material de apoyo. El módulo de corte G varía entre 6.12 y 17.84 kg/cm² y la dureza nominal entre 50 y 70. Si el material se especifica por su dureza, el módulo de corte se toma como el menos favorable del rango dado en la Tabla 3.8.5.2.2; valores intermedios pueden tomarse por interpolación. Se precisan también valores de deflexión por escurrimiento plástico (creep).

Para apoyos de elastómero reforzado con acero, el módulo de corte G varía entre 6.12 y 13.26 kg/cm² y dureza nominal en la escala Shore A, entre 50 y 60. Se usa como base la temperatura de 23° C.

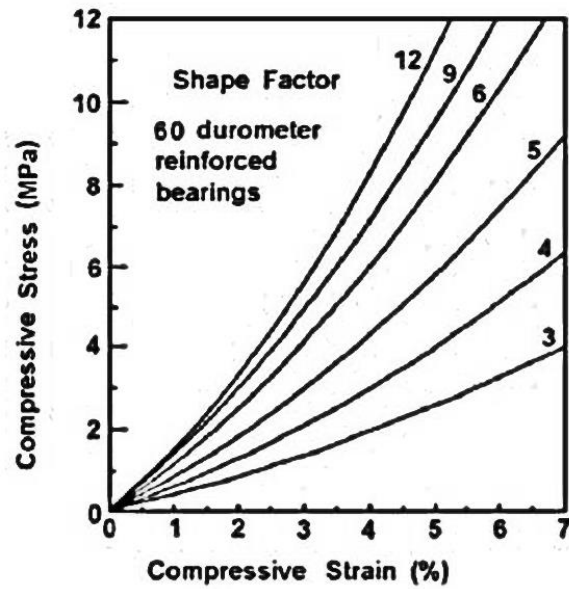
	Dureza (Shore A)		
	50	60	70 ¹
Módulo de Corte G (kg/cm ²) a 23°C	6.73-9.18	9.18-14.07	14.07-21.11
Escurrecimiento plástico (creep) a 25 años dividido por la deflexión inicial	0.25	0.35	0.45

Tabla 3.8.5.2.2 Propiedades del material del apoyo

3.8.5.2.3 DEFLEXIONES POR COMPRESION

La Fig. Siguiente permite determinar la deformación en una capa de elastómero en dispositivos con refuerzo de acero, basados en la dureza y el factor de forma.

FIGURA N° 33



CURVAS ESFUERZO - DEFORMACIÓN

3.8.5.2.4 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

3.8.5.2.4.1 ESFUERZO DE COMPRESION

En cualquier capa de elastómero, el esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio cumplirá:

Para apoyos sujetos a deformación por cortante:

$$\sigma_s \leq 1.66 \text{ GS} \leq 112 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_L \leq 0.66 \text{ GS}$$

Para apoyos fijados contra la deformación por cortante:

$$\sigma_s \leq 2 \text{ GS} \leq 112 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_L \leq \text{GS}$$

Dónde:

- σ_s = esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga total.
- σ_L = esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga viva.

- G = módulo de cortante del elastómero.
- S = factor de forma de la capa más gruesa del elastómero.

3.8.5.2.4.2 DEFORMACION POR CORTANTE

El desplazamiento horizontal máximo de la superestructura de puente Δ_o , será tomado como 65% del rango de movimiento termal de diseño Δ_T , incluyendo los movimientos causados por escurrimiento plástico del concreto (creep), acortamiento y postensado.

La deformación máxima por cortante del apoyo en el estado límite de servicio Δ_s , se tomará como Δ_o , modificado para tener en cuenta la rigidez de la subestructura y el proceso constructivo. Si una superficie deslizante de baja fricción está instalada, Δ_s no será mayor que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.

El apoyo cumplirá con:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s$$

Dónde:

- h_{rt} = grosor total del elastómero.
- Δ_s = deformación por cortante total máxima del elastómero en estado límite de servicio.

3.8.5.2.4.3 COMPRESIÓN Y ROTACIÓN COMBINADOS

En el estado límite de servicio, las rotaciones se toman como la suma de efectos máximos de la pérdida inicial de paralelismo y la subsiguiente rotación de extremo de la viga debido a las cargas y movimientos actuantes. Los apoyos se diseñan para la no ocurrencia de levantamientos bajo cualquier combinación de carga y las rotaciones correspondientes.

Los apoyos rectangulares satisfacen requerimientos de levantamiento si:

$$\sigma_s > GS * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2 \quad (3.8.5.2.4.3-1)$$

Apoyos rectangulares con deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s < 1.875 * GS \left(1 - 0.20 * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2\right) \quad (3.8.5.2.4.3-2)$$

Apoyos rectangulares fijos contra la deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s < 2.25 * GS \left(1 - 0.167 * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2\right) \quad (3.8.5.2.4.3-3)$$

Dónde:

n = número de capas interiores del elastómero. Se definen capas exteriores como aquellas que están ligadas sólo por una cara. Cuando el grosor de una capa exterior es mayor que la mitad de una interior, n se incrementará en $\frac{1}{2}$ por cada capa exterior.

h_{ri} = grosor de la capa i -ésima del elastómero

σ_s = esfuerzo en el elastómero

B = longitud del elastómero si la rotación es alrededor de su eje transversal o ancho del mismo si la rotación es alrededor de su eje longitudinal

θ_s = rotación de servicio máxima debido a la carga total (radianes)

3.8.5.2.4.4 ESTABILIDAD DEL APOYO DE ELASTÓMERO

Los apoyos serán investigados por inestabilidad en el estado límite de servicio, con combinaciones de carga como lo especificado. Los apoyos se considerarán estables si satisfacen:

$$2A \leq B$$

Dónde:

$$A = \frac{1.92 * \frac{hrt}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} \quad (3.8.5.2.4.4-1)$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) \sqrt{1 + \frac{L}{4W}}} \quad (3.8.5.2.4.4-2)$$

- G = módulo de cortante del elastómero
- L = longitud del apoyo de elastómero rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente)
- W = ancho del apoyo en la dirección transversal

3.8.5.2.4.5 REFUERZO

El grosor del refuerzo de acero, h_s , cumplirá:

- En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{max} * \sigma_s}{F_y} \quad (3.8.5.2.4.5-1)$$

- En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{max} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (3.8.5.2.4.5-2)$$

Dónde:

- ΔF_{TH} = constante de amplitud de fatiga crítica para Categoría A.
- $h_{m\acute{a}x}$ = grosor de la capa de elastómero más gruesa en el apoyo.
- σ_L = esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga viva.
- σ_S = esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga total.
- F_y = resistencia de fluencia del acero de refuerzo Si existen agujeros en el refuerzo, el grosor mínimo se incrementará por un factor igual a dos veces el ancho grueso dividido por el ancho neto.

Constante de amplitud de Fatiga crítica (ΔF_{TH})

Categoría	$(\Delta F)_{TH}$ (kg/cm ²)
A	1683
B	1122
B'	843
C	704
C'	843
D	493
E	316
E'	183
Pernos en Tensión Axial M 164M(A 325M)	2182
Pernos en Tensión Axial M 253M(A 490M)	2672

Tabla 3.8.5.2.4.4 Constante de amplitud de Fatiga crítica

CAPÍTULO 4: NOCIONES PRELIMINARES

4.1 ESTUDIOS PREVIOS DEL PROYECTO

4.1.1 UBICACIÓN

La zona de estudio en la cual se desarrollara el análisis y diseño del Puente Olichoco, se encuentra ubicada políticamente en la Provincia de Sánchez Carrión, Departamento de La Libertad. El terreno se ubica entre los anexos de Yanasara y Pallar.

El Puente Olichoco, se diseñara como un paso a desnivel, sobre el río con este mismo nombre; el cual brindará una mayor fluidez vehicular y peatonal, seguridad a sus usuarios y unirá en forma continua estos dos anexos y a su vez esta red troncal para la inclusión a provincias como pataz.

En la actualidad en el Km 27+000, en la zona del cruce del río Olichoco. En época de Avenidas, el tráfico queda interrumpido y se tiene que realizar la limpieza del material de arrastre a lo largo del cruce que supera los 100 metros.



**FIGURA N° 34: Ubicación Geográfica del Proyecto
La Provincia de Sánchez Carrión**



FIGURA N° 35:
Ubicación Geográfica del Proyecto en el Departamento de La Libertad

4.1.2 LUZ Y TIPO DE ESTRUCTURA

Según la topografía y geografía del terreno llegamos a la conclusión de realizar el diseño del puente olichoco utilizando dos luces de 40m cada uno haciendo un total de 80m de largo.

El tipo de estructura a usarse en este puente es de acero, tipo armadura como se muestra en la Figura 14. Se opta por este tipo de estructura por ser económica, segura y más factible en estos lugares que tienen accidentada geografía.

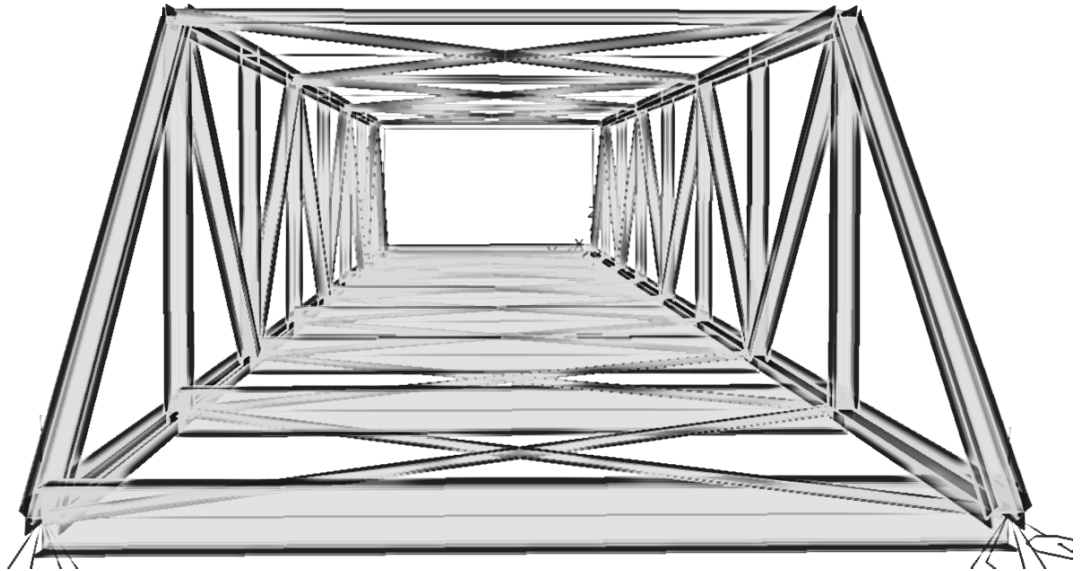


FIGURA N° 36: REPRESENTACION DEL PUENTE DE ACERO TIPO ARMADURA

4.2 ESTUDIOS DE CAMPO

4.2.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

El estudio de topografía tiene como objetivo:

- Elaboración de planos Topográficos.
- Proporciona información base para los estudios de Hidrología e Hidráulica y Geotecnia
- Posibilita la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

Los estudios topográficos de esta zona comprenden lo siguiente:

- Demarcación de la zona del Proyecto.
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal.

Ver planos – Anexo I

4.2.2 ESTUDIO DE SUELOS

4.2.2.1 MÉTODO DE ESTUDIO

Los trabajos de campo consistieron en la ejecución de prospecciones en el suelo (calicatas), de donde se obtuvieron muestras representativas, las que fueron trasladadas al laboratorio de suelos donde fueron objeto de estudio. Los resultados obtenidos han sido analizados en gabinete, de donde finalmente se establecieron las acciones técnicas para estructurar el la cimentación del puente.

4.2.2.1.1 TRABAJO DE CAMPO

Para determinar las características físico-mecánicas de los materiales del terreno de fundación se ejecutaron pozos exploratorios a “cielo abierto” de 1,5 m de profundidad, una calicata en el Km 27+000 y otra en el Km 27+080. Se llevó el registro de los espesores de cada una de las capas del sub-suelo, sus características de gradación y su estado de compacidad.

De los materiales encontrados en las calicatas se obtuvieron muestras alteradas, las que fueron descritas e identificadas con la ubicación, número de muestra y profundidad; luego fueron colocadas en bolsas de polietileno para su traslado al laboratorio.

4.2.2.1.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras representativas son sometidas a los siguientes ensayos:

- Análisis granulométrico por tamizado (MTC E107)
- Límites líquidos (MTC E 110)
- Límite plástico e índice de plasticidad (MTC E 111)
- Clasificación SUCS (ASTM D-2487)
- Clasificación ASSHTO (ASTM D-3282)
- Contenido de humedad (MTC E 108)

4.2.2.1.3 LABORES DE GABINETE

En base a la información obtenida durante los trabajos de campo y los resultados de los ensayos de laboratorio, se efectúa la clasificación de suelos de los materiales; para ello se ha empleado los sistemas SUCS y AASHTO, con la finalidad de análisis y correlación de acuerdo a sus características litológicas, lo cual también se consigna en el perfil estratigráfico.

4.2.2.2 RESUMEN DE ENSAYOS

4.2.2.2.1 GRANULOMETRÍA, LÍMITES Y CONTENIDO DE HUMEDAD

PROGRESIVA (Km)	CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	LADO	GRANULOMETRIA % QUE PASA					LL (%)	LP (%)	IP (%)	CLASIFICACION		HN (%)
					3/4	N° 04	N° 10	N° 40	N°200				SUCS	AASHTO	
27+000	1	1	0.00 - 1,00	Izquierdo	77	49	43	30	16	19	17	2	GM	A-1-b (0)	11,8
27+000	1	2	1.00 - 1,50	Izquierdo	81	57	49	31	10	20	16	4	SP-SM	A-1-b (0)	2,5
27+080	2	1	0.00 - 1,00	Derecho	88	60	50	40	20	24	16	8	GC	A-2-4 (0)	2,5
27+080	2	2	1.00 - 1,50	Derecho	87	67	58	44	11	23	19	4	SP-SC	A-1-b (0)	3,4

Tabla 4.2.2.2.1 granulometría, límites y contenido de humedad.

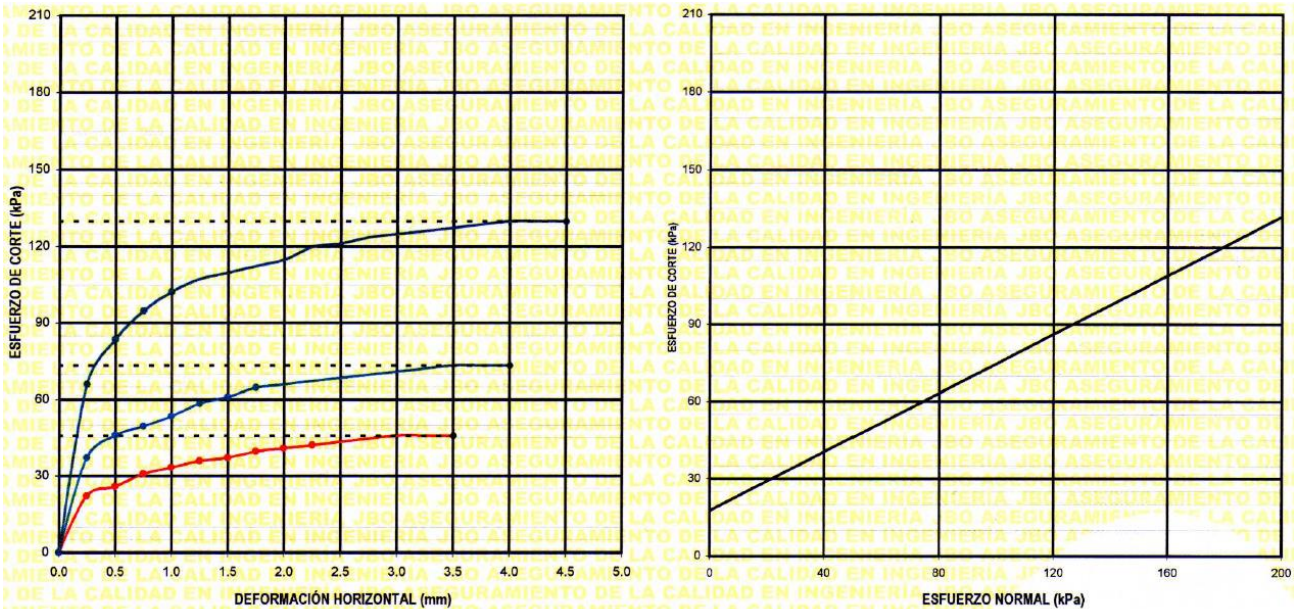
Ver Ensayos – Anexo II.

4.2.2.2.2 CORTE DIRECTO

CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES DE ENSAYO			
DESCRIPCIÓN	49,0 kPa	98,1 kPa	196,1 kPa
Díámetro (cm)	6.323	6.323	6.323
Área (cm ²)	31.40	31.40	31.40
Altura Inicial (cm)	2.02	2.02	2.02
Altura Final (cm)	1.84	1.82	1.72
Volumen Inicial (cm ³)	63.40	63.40	63.40
Volumen Final (cm ³)	57.79	57.14	53.86
Relación Diámetro / Altura	3.13	3.13	3.13
Condición de la Estructura del suelo	Alterado		
Peso Húmedo Inicial (g)	118.9	118.9	118.9
Peso Húmedo Final (g)	128.5	127.7	126.2
Peso Seco (g)	109.4	109.4	109.5
Humedad Inicial (ASTM D 2216-05) (%)	8.7	8.7	8.6
Humedad Final (ASTM D 2216-05) (%)	17.4	16.7	15.3
Densidad Húmeda Inicial (g/cm ³)	1.875	1.875	1.875
Densidad Húmeda Final (g/cm ³)	2.223	2.234	2.344
Densidad Seca Inicial (g/cm ³)	1.726	1.725	1.727
Densidad Seca Final (g/cm ³)	1.894	1.914	2.033

ESFUERZO NORMAL		49.0 kPa			98.1 kPa			196.1 kPa		
Etapa		Inicial	Final		Inicial	Final		Inicial	Final	
Altura	(cm)	2.02	1.84		2.02	1.82		2.02	1.72	
Volumen	(cm ³)	63.40	57.79		63.40	57.14		63.40	53.86	
Humedad	(%)	8.7	17.4		8.7	16.7		8.6	15.3	
Densidad Seca	(g/cm ³)	1.726	1.894		1.725	1.914		1.727	2.033	
Esfuerzo Corte	(kPa)	45.8			73.3			129.8		

Desplaz. Horizontal (mm)	ESFUERZO NORMAL 49.0 kPa				ESFUERZO NORMAL 98.1 kPa				ESFUERZO NORMAL 196.1 kPa			
	Desplaz. Vertical (mm)	Lectura Dial Fuerza	Fuerza (N)	Esfuerzo Corte (kPa)	Desplaz. Vertical (mm)	Lectura Dial Fuerza	Fuerza (N)	Esfuerzo Corte (kPa)	Desplaz. Vertical (mm)	Lectura Dial Fuerza	Fuerza (N)	Esfuerzo Corte (kPa)
0.00	1.077	0.0	0.0	0.0	1.364	0.0	0.0	0.0	2.377	0.0	0.0	0.0
0.25	1.252	14.0	68.9	21.9	1.509	26.0	116.1	37.0	2.553	49.0	206.7	65.8
0.50	1.351	17.0	80.7	25.7	1.585	33.0	143.7	45.8	2.642	63.0	261.8	83.4
0.75	1.427	21.0	96.4	30.7	1.641	36.0	155.5	49.5	2.710	72.0	297.2	94.7
1.00	1.496	23.0	104.3	33.2	1.694	39.0	167.3	53.3	2.764	78.0	320.9	102.2
1.25	1.554	25.0	112.2	35.7	1.732	43.0	183.1	58.3	2.807	82.0	336.6	107.2
1.50	1.600	26.0	116.1	37.0	1.770	45.0	190.9	60.8	2.835	84.0	344.5	109.7
1.75	1.643	28.0	124.0	39.5	1.803	48.0	202.7	64.6	2.868	86.0	352.4	112.2
2.00	1.676	29.0	127.9	40.7	1.836	49.0	206.7	65.8	2.901	88.0	360.2	114.7
2.25	1.707	30.0	131.9	42.0	1.857	50.0	210.6	67.1	2.931	92.0	376.0	119.7
2.50	1.727	31.0	135.8	43.3	1.885	51.0	214.6	68.3	2.954	93.0	379.9	121.0
2.75	1.745	32.0	139.7	44.5	1.908	52.0	218.5	69.6	2.974	95.0	387.8	123.5
3.00	1.760	33.0	143.7	45.8	1.923	53.0	222.4	70.8	2.992	96.0	391.7	124.8
3.25	1.775	33.0	143.7	45.8	1.938	54.0	226.4	72.1	3.002	97.0	395.7	126.0
3.50	1.786	33.0	143.7	45.8	1.958	55.0	230.3	73.3	3.015	98.0	399.6	127.3
3.75					1.976	55.0	230.3	73.3	3.028	99.0	403.6	128.5
4.00					1.991	55.0	230.3	73.3	3.038	100.0	407.5	129.8
4.25									3.045	100.0	407.5	129.8
4.50									3.056	100.0	407.5	129.8



RESULTADOS DE ENSAYO			
COHESIÓN (kg/cm ²)	0.18	ANGULO DE FRICCIÓN (°)	29.8

Tabla 4.2.2.2 Ensayo de corte directo.

4.2.2.2.3 CAPACIDAD PORTANTE

<i>Capacidad Portante:</i>		
q_{ult} =	1152,41	[kN/m ²]
q =	41141,12	[kN]
Q_{neto} =	384,14	[kN/m ²]

Tabla 4.4.2.2.3 Capacidad portante.

Ver Ensayos – Anexo II.

4.2.3 ESTUDIO GEOTECNICO

4.2.3.1 GEOLOGÍA REGIONAL

El aspecto geológico regional con relación a la zona de estudio está ubicado entre los cuadrángulos de Otusco (16 f) y la de Salaverry (17a).

Las características geológicas del área de estudio sus orígenes están ligadas a la tectónica regional desarrollada desde el Mesozoico (Cuadrángulos Otusco y Salaverry), representadas por la actividad Andina, estos movimientos formacionales se intercalaron con periodos de estabilidad en donde se produjeron superficies de erosión características de la zona Andina.

Las superficies que presentan esta zona es el resultado de los procesos endógenos y exógenos acontecidos desde el Mesozoico, las cuales han formado los elementos geomorfológicos que se presentan en la actividad; esta morfología se encuentran conformadas principalmente por valles profundas, superficies de erosión.

Los afloramientos rocosos presentes en el área pertenecen a unidades lito – estratigráficas sedimentarias y volcánicas que comprenden edades desde el Mesozoico hasta los depósitos cuaternarios recientes. Las secuencias más antiguas corresponden a las rocas de la Formación Chicama.

De manera regional podemos citar que la zona de estudio está representado por las siguientes unidades Lito – Estratigráficas como: Formación Chicama, Grupo Gollarisquizga, (constituidos por las formaciones, Farrat, Santa y Carhuaz) y la secuencia sedimentaria indiferenciada constituido por las Formaciones Inca, Chule y Pareatambo, cuyas edades van desde Jurasico tardeo (Js) al Cretacio Tardío (Ks) y por los depósitos Cuaternarios representados por depósitos Coluviales y Aluviales.

Los depósitos Cuaternarios se encuentran acumuladas principalmente en los conos deyeativos de las quebradas, depresiones naturales lechos de los ríos y cubriendo en gran parte a los afloramientos rocosos; dichos materiales se encuentran conformados por depósitos del tipo aluvial, residuales, fluviales y Coluviales; cabe aclarar que los depósitos residuales que se encuentran en la zona son como resultado de los procesos de meteorización química que han sufrido principalmente las rocas que contienen minerales ferromagnesianos.

El tectonismo principal que domina esta zona es consecuencia del tectonismo regional del Perú con énfasis al Norte del País, estas son consecuencias de varias etapas correspondientes a los procesos tectónicos de la Andina; el cual deformó la superficie existente dejando como consecuencia fallas, pliegues y otras estructuras que se evidencian en la zona de estudio.

Los agentes perturbantes de origen geológico son producto de la actividad de la corteza terrestre y su interacción con la atmosfera.

El territorio Peruano y en particular la zona de estudio está sometida a una fuerte actividad dinámica como consecuencia del estado juvenil de la Cordillera Andina por su ubicación sobre la zona de subducción así como por la presencia de la corriente Peruana y

Ecuatorial o del niño produciéndose fenómenos geodinámicas, cuyas frecuentes activamientos muchas veces son catastróficas traducido en pérdidas humanas, destrucción de poblaciones etc.

La Presencia de procesos de geodinámica externa de la zona se ve favorecida principalmente por las características morfológicas donde las laderas son bien pronunciadas que las mismas están fluctuando entre 60 % a 80 %.

Sabemos también que para el desarrollo de estos procesos de geodinámica externa necesariamente tiene que existir una inter relación de las condiciones morfológicas, climáticas, tectónicas, hidrológicas y estratigráficas.

4.2.3.2 GEOLOGÍA DEL AREA DE ESTUDIO

4.2.3.2.1 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

El área materia del presente estudio se encuentra situado geográficamente en la vertiente Oriental de la Cordillera Occidental de los Andes Peruanos, conformada por una cadena de montañas por lo que todo su sistema de drenaje desagua a los ríos Olichoco y Chusgón.

Dentro de este panorama el rasgo geomorfológico que a consecuencia de los agentes geológicos modeladores se presenta como una topografía accidentada, con valles profundas encañonadas como la de la Sub cuenca de Olichoco y Chusgón; por donde discurre los ríos de Olichoco y Chusgón que van socavando más profundamente el valle.

Este paisaje peculiar y característico es el resultado de los diferentes agentes erosivos asociados con el levantamiento general de los Andes; iniciado en el Mesozoico, rellenado y cubierta posteriormente por materiales cuaternarios; desde luego después de haber realizado

el diagnostico correspondiente en la zona se pudo diferenciar al nivel local tres Unidades geomorfológicas como:

- Superficie de Unidades de Laderas Accidentadas.
- Superficie de Unidades de Laderas poco Accidentadas.
- Superficie de Unidades de valle.

4.2.3.2.1.1 SUPERFICIE DE UNIDADES DE LADERAS ACCIDENTADAS

Esta Unidad Geomorfológica constituye y/o se pudo diferenciar principalmente en la parte Inicial de la carretera materia en estudio, vale decir; del inicio del tramo donde se ubica la cota más alta. La morfología de este sector se caracteriza por presentar zonas totalmente accidentadas, tal como se puede observar en las fotos que se adjunta en el presente estudio.

Morfológicamente está representado por una topografía y/o laderas bastante pronunciadas o accidentadas, donde sus pendientes están fluctuando entre 70 % a 80 %.

Desde el punto de vista Lito – Estratigráfico está conformada por materiales de areniscas interestratificado con las lutitas, y por materiales cuaternarios representados principalmente de depósitos Coluviales.



FIGURA Nº 37:

En esta vista panorámica se observa una morfología accidentada la cual es típica de una zona andina

4.2.3.2.1.2 SUPERFICIE DE UNIDADES DE LADERAS POCO ACCIDENTADAS

Desde el punto de vista morfológico está conformado por una topografía poco accidentada con pendiente que fluctúa entre 30 % a 40 %.

Las mismas fueron originadas como producto de la acción mecánica de las aguas superficiales; esta morfología podemos observar y/o apreciar en las fotos adjuntas.



FIGURA N° 38:

Vista panorámica donde se observa una morfología de zonas poco accidentadas, correspondiente al Estudio.

Los materiales que las constituyen en esta unidad geomorfológicamente están conformados por depósitos cuaternarios representados por depósitos aluviales Eluviales y Coluviales.

4.2.3.2.1.3 SUPERFICIE DE UNIDADES DE VALLE

Como consecuencia de la acción erosiva de los cursos de agua que nacen en las partes altas de la cordillera, se ha desarrollado una densa red hidrográfica que debido a su poder erosivo favorecido por el levantamiento general de los Andes, ha disectado y profundizado a esta región originando un gran valle, por donde discurre los ríos de la zona que drena a esta zona, dejando como testigo las terrazas aluviales, conforme se observa en la foto.



FIGURA Nº 39:

El cono deyección del río Olichoco característico de un valle fluvial tipo “V”

4.2.3.2.2 ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

El área de Estudio se halla expuesta y/o está constituida por unidades litológicas de carácter sedimentaria cuyas edades están consideradas; desde el Mesozoico (Jurásico), representado por la Formación Chicama; la misma abarca hasta el cuaternario reciente; conforme se muestra en la columna estratigráfica generalizada del área de estudio y que se adjunta al presente.

A continuación se detalla las descripciones estratigráficas que conforma la zona de Estudio.

4.2.3.2.2.1 FORMACION CHICAMA (Js – chic).

El afloramiento del material que las conforma se puede observar desde la zona del Potrerillo y el Río Olichoco. Allí, el macizo rocoso se presenta bastante fracturada que da lugar a laderas poco estables. La secuencia de rocas sedimentarias está constituida por intercalaciones de limolitas y lutitas gris oscuras en estratos delgados con niveles de areniscas limosas finas. La secuencia presenta fallas

locales que modifican el buzamiento de los estratos, que varía de 40 a 70 grados en sentido opuesto a la pendiente del talud.

En términos generales, las rocas presentan características de fácil excavación con tramos cortos inestables.

4.2.3.2.2.2 GRUPO GOYLLARISQUIZGA (Ki - chim, Ki – saca y Ki-f).

Este grupo está constituido mayormente por una secuencia de estratos de areniscas cuarzosas de color blanquecino (Ki – chim), con grados de meteorización intensa en alrededores de la laguna Sausacocha; en menor proporción se presentan las lutitas, margas, calizas y limolitas (Ki – saca), que infrayacen a estratos medianos y delgados de areniscas cuarzosas (Ki-f). sus afloramientos se extienden desde las proximidades de Huamachuco hasta cerca de El Potrerillo; así como en la margen izquierda de la quebrada Olichoco como podemos ver en el Mapa geológico, la gran parte de la vía en estudio se desarrolla por este Grupo o en depósitos de ladera conformados por los productos derivados de la desintegración de las rocas que la constituyen.

Los estratos son de espesor moderado, llegando a constituir bancos de gran espesor en algunos niveles estratigráficos.

4.2.3.2.2.3 FORMACIONES INCA- CHULEC-PARIATAMBO (Ks-ichp).

La secuencia de rocas correspondiente que las conforma a esta formación del abra o divisoria de aguas entre las cuencas de la laguna de Sausacocha y el río Olichoco; se encuentran constituida por una secuencia de capas o estratos de lutitas, limolitas margosas de una coloración marrón grisáceo y con tonos rojizos, amarillentos y verdosos.

Los estratos son de espesores y medianos y presentan buzamientos moderados a suaves.

Por lo general están cubiertas por una gruesa capa de materiales cuaternarios de color beige con tonos amarillentos y rojizos. Presentan una morfología moderada y se muestran estables.

A) DEPÓSITOS CUATERNARIOS

Supra yaciendo a las rocas correspondientes a las formaciones y grupos descritas de manera generalizada se encuentran una variedad de depósitos cuaternarios; entre las cuales tenemos como las más importantes los depósitos Coluviales, Fluviales y Lacustres y a continuación se describen cada una de ellas.

- **Depósitos Coluviales**

Están representadas por depósitos residuales originados por efectos del calor, agua y agentes de meteorización caso por acción física que afectan a la roca y luego se han deslizado por efectos de la gravedad, dando lugar acumulaciones de guijas, guijarros, gravas y arcillas en los flancos de los cerros.



FIGURA Nº 40:

En esta vista podemos observar típico de un deposito coluvial hacia la parte superior del talud.

- Depósitos Fluviales

Son aquellos materiales que fueron transportados y depositados por el río y por sus principales tributarios existentes en el área, se encuentran rellenos al fondo de los valles y forman la base en que descansan los suelos de cultivo. Dentro de estos depósitos se consideran las terrazas y conos de deyección como lo que se observa en la foto.

Los depósitos en referencia son acumulaciones clásicas constituidas por materiales poco coherentes de diversos tamaños como guijarros, gravas, arenas; estos materiales están emplazadas en el diferente micro cuencas de la zona de estudio.



FIGURA N° 41: En esta vista podemos observar los materiales de los depósitos Fluviales.

- Depósitos Eluviales

Los depósitos eluviales son como producto de los procesos de meteorización química que sufrieron las rocas con alto contenido de minerales ferromagnesianos, y cuyo resultado son conocidos como depósitos In situ, que está representado por materiales principalmente de arcilla, limo arena fina.

A lo largo de la zona de estudio se ubicaron en las diferentes progresivas tal conforme lo identificamos y/o representamos dentro de la clasificación de materiales.



FIGURA N° 42: Vista panorámica que se puede observar típico de los depósitos eluviales.

4.2.3.2.3 ASPECTOS ESTRUCTURALES

La morfología y disección del área no está controlado por sistema de estructuras locales, si no que pertenece a estructuras mayores de origen tectónica tales como el plegamiento y levantamiento de los Andes; las mismas generan fallamientos regionales y locales.

Los diaclazamientos y/o fracturamientos observados durante el proceso de trabajo de campo sobre las rocas que afloran en la zona presentan aberturas bastante notorias en superficie. Desde luego se ha considerado más de dos familias de diaclazamientos: Siendo la orientación del diaclazamiento principal con rumbo S – W case paralelo a las fallas regionales con ángulos variables de 30° – 60° y buzamiento de 20° – 50° NW.

Las estructuras geológicas de carácter tectónica caso de las fallas locales a un durante la evaluación de campo no se ha precisado, pero sin embargo por los rasgos morfológicos disectados por

diversas quebradas que se tiene en la zona de estudio podemos suponer las mismas podrían ser considerados como fallas locales con orientaciones de S – E.

Adicionalmente, dentro de los grandes bloques delimitadas por las estructuras arriba indicadas se encuentran los planos de fractura o diaclasas cuya densidad y posición dentro de la masa rocosa varía en función de su proximidad a las estructuras de falla.

Si bien es cierto la determinación de los juegos de fracturas es importante para las previsiones a tomar en la ejecución de los cortes para la ampliación de la carretera y el diseño de las medidas de sostenimiento a aplicar, el carácter bastante errático de las mismas y su menor importancia con respecto a los planos de estratificación, invalida cualquier caracterización que se pretenda esbozar para su utilización en los diseños de sostenimiento o de estabilización de los taludes en corte.

4.2.3.3 INVESTIGACION DE REFRACCION SISMICA

La investigación geológica se complementó con investigaciones de refracción sísmica tanto en el eje como en los estribos del pontón.

El nivel de cimentación, (Df) se encuentra a 1.50 m de profundidad ,y según la refracción sísmica, se encuentra en el rango de las velocidades de refracción (Vp) que van es desde 807 m /sg hasta 2312 m/sg, incrementándose, esta, en profundidad.

VELOCIDAD DE REFRACCION Vp (m/sg)	PROFUNDIDAD (m)	COHESION (C) Kg/Cm2	ANGULO DE FRICCION (Φ)	Qad (kg/cm²)
807 - 2312	1,67 a mas de 20m	0.18	29.8°	3,84

Tabla 4.2.3.3 Investigación De Refracción Sísmica.

A continuación se presentan los cuadros con las líneas de refracción y la interpretación geofísica en relación a las velocidades de las ondas P.

4.2.3.3.1 RESULTADOS DE ENSAYOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA

Línea de Refracción, (L.S. - 01).

Línea MASW	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS - 01	01	300.00	0.10 - 1.27	Suelos gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas, de compacidad baja, depósitos transportados "relleno" de moderada a baja porosidad.
	02	811.00	1.96 - 3.50	Depósitos gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y bloques, de compacidad moderada a media, depósitos coluviales de baja a moderada porosidad ó en su defecto poco probable de rocas de naturaleza sedimentaria moderadamente meteorizada, de compacidad moderada a compacta.
	03	2312.00	20.59 - 22.95	Estrato gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y boleas, de compacidad elevada, depósitos aluviales (poco probable) de mediana porosidad ó en su defecto (muy probable) rocas muy compactas a compactas de naturaleza sedimentaria ligeramente alteradas, macizas.

Línea de Refracción, (L.S. - 02).

Línea MASW	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS - 02	01	1000.00	0.10 - 1.44	Depósitos gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y bloques, de compacidad moderada a media, depósitos coluviales de baja a moderada porosidad ó en su defecto poco probable de rocas de naturaleza sedimentaria moderadamente meteorizada, de compacidad moderada a compacta.
	02	2300.00	23.55 - 24.91	Estrato gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y boleas, de compacidad elevada, depósitos aluviales (poco probable) de mediana porosidad ó en su defecto (muy probable) rocas muy compactas a compactas de naturaleza sedimentaria ligeramente alteradas, macizas.

Línea de Refracción, (L.S. - 03).

Línea MASW	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS - 03	01	900.00	0.14 - 2.95	Depósitos gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas

				y bloques, de compacidad moderada a media, depósitos coluviales de baja a moderada porosidad ó en su defecto poco probable de rocas de naturaleza sedimentaria moderadamente meteorizada, de compacidad moderada a compacta.
	02	2239.00	21.95 - 24.83	Estrato gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y boleos, de compacidad elevada, depósitos aluviales (poco probable) de mediana porosidad ó en su defecto (muy probable) rocas muy compactas a compactas de naturaleza sedimentaria ligeramente alteradas, macizas.

Línea de Refracción, (L.S. - 04).

Línea MASW	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS - 04	01	300.00	0.00 - 0.47	Suelos gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas, de compacidad baja, depósitos transportados "relleno" de moderada a baja porosidad.
	02	954.00	1.67 - 4.46	Depósitos gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y bloques, de compacidad moderada a media, depósitos coluviales de baja a moderada porosidad ó en su defecto poco probable de rocas de naturaleza

				sedimentaria moderadamente meteorizada, de compacidad moderada a compacta.
	03	2000.00	20.15 - 23.31	Estrato gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y boleas, de compacidad elevada, depósitos aluviales (poco probable) de mediana porosidad ó en su defecto (muy probable) rocas muy compactas a compactas de naturaleza sedimentaria ligeramente alteradas, macizas.

Línea de Refracción, (L.S. - 05).

Línea MASW	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS - 05	01	300.00	0.23 - 1.14	Suelos gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas, de compacidad baja, depósitos transportados "relleno" de moderada a baja porosidad.
	02	807.00	2.76 - 5.12	Depósitos gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y bloques, de compacidad moderada a media, depósitos coluviales de baja a moderada porosidad ó en su defecto poco probable de rocas de naturaleza sedimentaria moderadamente meteorizada, de compacidad moderada a compacta.
	03	2000.00	18.90 - 22.01	Estrato gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y boleas, de compacidad elevada,

				depósitos aluviales (poco probable) de mediana porosidad ó en su defecto (muy probable) rocas muy compactas a compactas de naturaleza sedimentaria ligeramente alteradas, macizas.
--	--	--	--	--

Línea de Refracción, (L.S. – 06)

Línea MASW	Estratos	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripción
LS - 06	01	300.00	0.00 - 0.38	Suelos gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas, de compacidad baja, depósitos transportados “relleno” de moderada a baja porosidad.
	02	913.00	1.89 - 3.90	Depósitos gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y bloques, de compacidad moderada a media, depósitos coluviales de baja a moderada porosidad ó en su defecto poco probable de rocas de naturaleza sedimentaria moderadamente meteorizada, de compacidad moderada a compacta.
	03	2075.00	20.80 - 23.07	Estrato gravo, areno limoso como matriz, sustentando gravas y boleas, de compacidad elevada, depósitos aluviales (poco probable) de mediana porosidad ó en su defecto (muy probable) rocas muy compactas a compactas de naturaleza sedimentaria ligeramente alteradas, macizas.

Tabla 4.2.3.3.1 Resultados de ensayos de refracción sísmica.

En lo referente a los estudios de refracción sísmica, estos muestran en las líneas de refracción LS-1,LS-2 ,LS-3,LS-4, LS-5 y LS-6, que las velocidades se incrementan en profundidad desde 300m/sg hasta 2312 m/sg y si consideramos que el material de soporte corresponde a lutitas y areniscas de la Formación Chicama que posee una $q_{ad}= 38.41 \text{ Tn/m}^2$ y una $q_{ult}=115.24 \text{ Tn/m}^2$, con $\Phi = 29.8^\circ$ y $C=0.18$, claramente se puede deducir que los materiales poseen valores suficientemente altos, que se van incrementando en profundidad.

4.2.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO

4.2.4.1 INFORMACIÓN METEOROLÓGICA (PRECIPITACIÓN O CAUDAL)

4.2.4.1.1 PLUVIOMETRÍA

La estación de precipitación más cercana a la zona es la que corresponde a la estación Huamachuco, cuyas características son las siguientes:

Estación	Provincia	Distrito	Latitud	Longitud	Altitud
Huamachuco	Sánchez Carrión	Huamachuco	07° 49'	78° 03'	3220

Tabla 4.2.4.1 Características de la estación de precipitación más cercana a la zona de estudio.

4.2.4.2 ESTUDIO DE CUENCAS

4.2.4.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS

El área de Estudio se inicia en la carretera de Huamachuco, Km 27+000 a una altitud de 2,380 m.s.n.m. y culmina al término del río Olichoco Km 27+100 a una altitud de 2,379 m.s.n.m.

Se han identificado trece cuencas con cauce definido de tamaños que varían de pequeñas (0.26 Km²) a medianas (71.12 km²) y una mayor de 599.36 m². Las dos primeras cuencas forman parte de la cuenca del río Condebamba y las restantes forman parte de la cuenca del río Chusgón. Ambos ríos, el Condebamba y el Chusgón forman parte de la cuenca del río Marañón. Presentan fuerte pendiente con tiempos de concentración menores a 60 minutos, en la mayoría de ellos, indicando que tienen carácter torrentoso.

Las cuencas presentan cauce definido, con excepción del río Olichoco, que presenta cerca de su desembocadura, un cauce divagante, amplio, con dos brazos en la época de estiaje. En el Cuadro 4.2.4.2.2.1 se presentan los parámetros geomorfológicos.

4.2.4.2.2 RESUMEN DE CAUDALES MÁXIMOS

Ver Estudio Completo – Anexo III.

N°	Cuenca	Estructura existente	Ubicación Km.	Area (Km2)	Longitud del cauce (m)	Cota (msnm)		Desnivel (m)	Pendiente (m/m)	Tiempo de concentración (horas)			
						Máxima	Mínima			Kirpich	Temes	Bransby Williams	Promedio
1	Q. Colorado	Pontón de concreto con tablero de madera	2+647.960	19.80	8,600	4,050	3,150	900	0.1047	0.83	2.36	2.44	1.88
2	s/n	Pontón de rollizos	4+860.000	1.80	1,860	3,550	3,150	400	0.2151	0.19	0.64	0.58	0.47
3	Q. Camish	Pontón en arco de mampostería	6+030.000	14.60	6,490	3,700	3,150	550	0.0847	0.72	1.99	1.98	1.56
4	s/n	Mampostería	11+130.000	1.04	2,030	3,425	3,150	275	0.1355	0.25	0.75	0.73	0.58
5	s/n	Pontón de rollizos	12+085.000	1.20	1,770	3,450	3,190	260	0.1469	0.22	0.67	0.62	0.50
6	s/n	Pontón de arco+rollizos	12+802.820	0.70	690	3,149	3,049	100	0.1449	0.10	0.33	0.26	0.23
7	s/n	Alcantarilla Colapsada	15+105.000	0.50	1,510	3,400	2,950	450	0.2980	0.15	0.52	0.50	0.39
8	s/n	Pontón de Mampostería	16+307.700	0.26	582	3,124	2,874	250	0.4296	0.06	0.23	0.19	0.16
9	Potreriillo	Puente	17+762.043	10.50	3,970	3,400	2,850	550	0.1385	0.41	1.25	1.13	0.93
10	Potreriillo II	Alcantarilla Colapsada	17+980.000	0.45	1,110	3,300	2,850	450	0.4054	0.10	0.39	0.35	0.28
11	Anamuelle	Pontón de madera	19+363.000	0.41	485	2,970	2,770	200	0.4124	0.05	0.20	0.15	0.13
12	Olichoco	Cauce Natural de 80.00 m	27+040.000	71.12	16,680	4,150	2,400	1,750	0.1049	1.38	3.91	4.16	3.15
13	Chusgón	Puente	28+323.454	599.36	35,060	4,350	2,350	2,000	0.0570	3.09	7.72	7.98	6.26

Tabla 4.2.4.2.2.1 Parámetros geomorfológicos.

NOTA: La cuenca de estudio es la N°12 llamada olichoco, el resto son cuencas de complemento a la zona de estudio.

Ubicación	Cuenca	Caudal Máximo (m3/s)								
		SCS			Racional			Promedio		
		T=25	T=100	T=500	T=25	T=100	T=500	T=25	T=100	T=500
1	2+647.960 Q. Colorado	10.94	20.44	38.40	30.88	41.70	59.09	20.91	31.07	48.75
2	4+860.000 s/n	0.61	1.62	3.87	5.82	7.86	11.14	3.22	4.74	7.51
3	6+030.000 Q. Camish	7.95	15.26	29.13	25.07	33.85	47.98	16.51	24.55	38.55
4	11+130.000 s/n	0.40	0.99	2.25	3.02	4.08	5.78	1.71	2.54	4.01
5	12+085.000 s/n	0.43	1.10	2.58	3.74	5.05	7.16	2.09	3.08	4.87
6	12+802.820 s/n	0.09	0.43	1.35	3.69	4.99	7.07	1.89	2.71	4.21
7	15+105.000 s/n	0.14	0.41	1.04	2.00	2.70	3.82	1.07	1.56	2.43
8	16+307.700 s/n	0.01	0.10	0.41	1.84	2.48	3.52	0.92	1.29	1.96
9	17+762.043 Potreriillo	5.11	10.89	22.47	26.55	35.85	50.80	15.83	23.37	36.64
10	17+980.000 Potreriillo II	0.08	0.31	0.81	2.37	3.20	4.54	1.23	1.76	2.67
11	19+363.000 Anamuelle	0.01	0.12	0.59	3.19	4.31	6.11	1.60	2.22	3.35
12	27+040.000 Olichoco	48.52	80.60	136.19				48.52	80.60	136.19
13	28+323.454 Chusgón	356.18	561.20	906.71				356.18	561.20	906.71

Tabla 4.2.4.2.2.2 Resúmenes de Caudales máximos.

4.2.4.3 CARACTERÍSTICAS HIDRAÚLICAS

Utilizando el programa Hcanales hallamos las características hidráulicas necesarias para nuestro proyecto que a continuación se presenta en esta tabla.

TIRANTE (m)	ÁREA HIDRÁULICA (m ²)	PERÍMETRO MOJADO (m)	ESPEJO DE AGUA (m)	VELOCIDAD DEL RIO (m/seg)	Nº DE FROUDE	RADIO HIDRÁULICO (m)	ENERGÍA ESPECÍFICA (m.kg/kg)
1,04	83,20	82,08	80	3,18	1,00	0,952	1,55

Tabla 4.2.4.3 Características hidráulicas.

Análisis hidráulico del río Olichoco

Datos:

Caudal (Q): 80,6m³/s

Ancho de la Solera: 80 m

Tazul: 0

Resultados:

Tirante normal: 1,04 m

Perímetro: 82,08 m

Area hidráulica: 83.20 m²

Radio hidráulico: 0,9527 m

Espejo de agua: 80 m

Velocidad: 3,18 m/s

Número de Froude: 1,00
m-Kg/kg

Energía específica: 1,55

Tipo de Flujo: Supercrítico

4.2.5 ESTUDIO DE TRÁFICO

El tráfico futuro generalmente está compuesto por a) el tráfico normal que es el que existe independientemente de las mejoras en la vía y tiene un crecimiento vegetativo, b) el tráfico derivado o desviado que puede ser

atraído hacia o desde otra carretera y c) el tráfico inducido o generado por la mejora de la vía.

En el Cuadro que se muestra a continuación se detalla el tipo de vehículo que se proyecta en una serie de años mediante métodos de predicción,

AÑO	VEHICULOS LIGEROS				BUS	CAMIONES			TOTAL
	AUTOS	PICK UP	C.R.	MICROS	2 Y 3 EJES	2 EJES	3 EJES	SEMI Y ARTICULADOS	
2009	54	52	70	11	9	65	35	0	296
2010	56	54	73	11	9	67	36	0	306
2011	58	56	75	12	10	69	37	0	317
2012	60	58	78	12	10	71	38	0	328
2013	63	60	81	13	10	74	40	0	340
2014	65	62	84	13	10	76	41	0	352
2015	67	64	87	14	11	79	43	0	364
2016	70	67	90	14	11	82	44	0	377
2017	72	69	93	15	11	84	45	0	390
2018	74	71	95	15	12	87	47	0	400
2019	76	73	98	15	12	89	48	0	411
2020	78	74	100	16	12	91	49	0	422
2021	80	76	103	16	13	94	51	0	433
2022	82	78	106	17	13	96	52	0	444
2023	84	80	108	17	13	99	53	0	456
2024	86	82	111	17	14	102	55	0	468
2025	89	85	114	18	14	104	56	0	480
2026	91	87	117	18	14	107	58	0	493
2027	93	89	120	19	14	110	59	0	506
2028	96	91	123	19	15	113	61	0	519

Tabla 4.2.5 Estudio De Tráfico

CAPÍTULO 5: ANALISIS Y DISEÑO

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se detalla el proceso del análisis y diseño estructural de un puente de acero tipo armadura utilizando las norma del Manual de Diseño del 2003 del MTC, el diseño de la estructura se divide en dos componentes comúnmente conocidos como: la superestructura y la subestructura, procedimientos que se detallan en este capítulo utilizando operaciones manuales.

5.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

De los estudios realizados en el capítulo anterior se han definido ciertas condiciones que son considerados en el diseño estructural de cada elemento que compone la obra de paso. A continuación se detallan los resultados obtenidos de cada estudio realizado:

Estudio Topográfico: con este estudio se pudo definir la ubicación de la obra tomando en cuenta las condiciones del cauce, además se determinó la pendiente del rio, esto gracias a un estudio realizado en campo, y por último se delimito el parte aguas para calcular el área de la cuenca realizado en oficina con planos cartográficos, estos últimos datos fueron utilizados en el estudio hidráulico.

Estudio Hidrológico: con este se calculó el caudal que pasa por nuestro punto de interés.

Estudio Hidráulico: en este estudio utilizando los datos definidos en los estudios anteriores (Topográfico e Hidrológico) se determina la altura libre que debe de ser proporcionada a la subestructura que en nuestro caso se utilizó un periodo de retorno de 100 años basándose en la economía de la zona y en la importancia de la infraestructura a diseñar.

Estudio Geotécnico: con este estudio se conoció las características geotécnicas de la zona en estudio para poder definir el desplante necesario para alcanzar el estrato resistente y dependiendo del tipo de estrato encontrado tomar decisiones para el diseño de la cimentación de la subestructura.

Estudio de Trafico: en el estudio de tráfico se determinó las características viales de la obra de paso para poder definir su importancia estructural ante las sollicitaciones sísmicas según la clasificación AASTHO LRFD y así definir el tipo de diseño sísmico a utilizar.

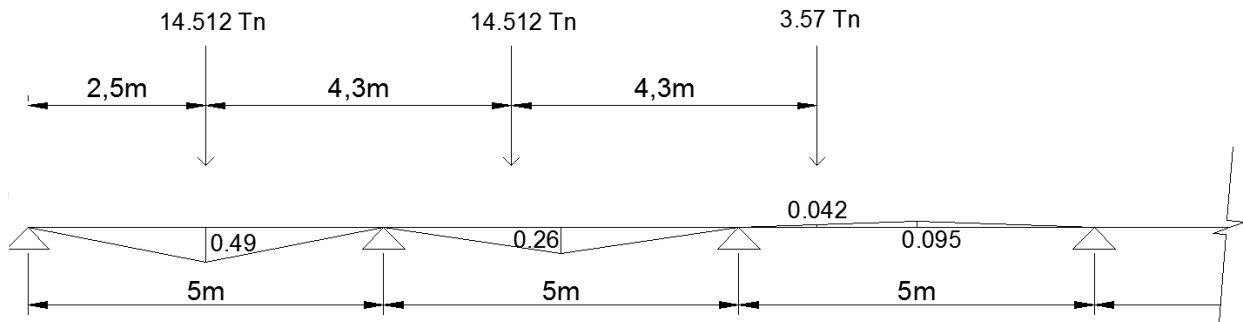
5.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

5.3.1 DISEÑO DEL TABLERO

Como la ubicación de los vehículos en un puente es muy variable, tanto longitudinalmente como transversalmente, el cálculo de los esfuerzos máximos por carga viva, con fines prácticos, puede ser aproximado. El procedimiento clásico consiste en realizar un análisis longitudinal y un análisis transversal. El análisis transversal distribuye los esfuerzos totales en cada sección entre los elementos de la sección transversal mediante el denominado Factor de Distribución.

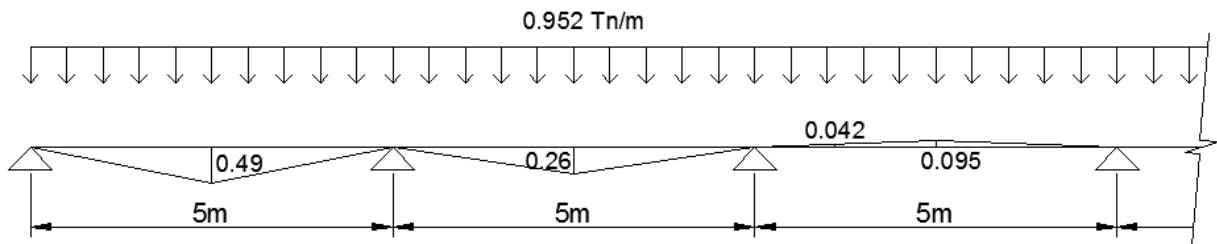
Las provisiones de este diseño, trata exclusivamente sobre el proceso de diseño empírico para losas de tableros de concreto apoyados en componentes longitudinales y no será aplicado a cualquier otro artículo en esta sección. Las barras longitudinales del reforzamiento isotrópico pueden participar en la resistencia de la zona de momento negativo de un apoyo interno de estructuras continuas.

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR CAMIÓN



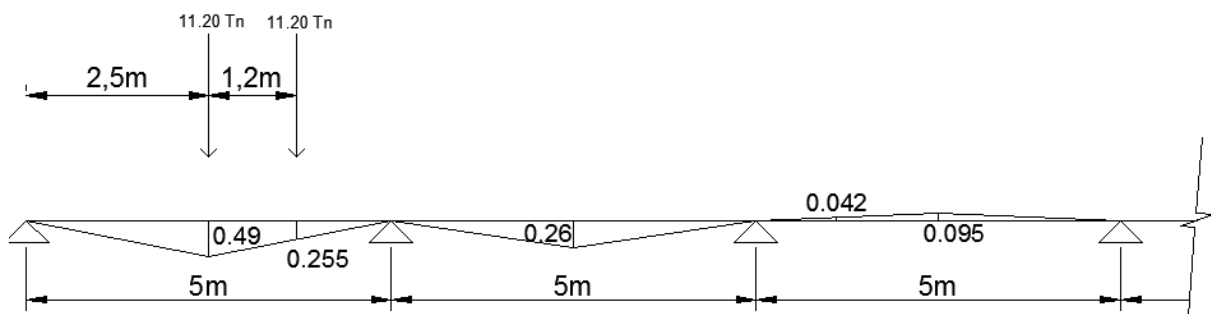
$$M_b = 14,512 \times 0,49 + 14,512 \times 0,26 - 3,57 \times 0,042 = 10,73 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR CARRIL



$$M_b = 0,952 \times 1,225 + 0,952 \times 0,65 - 0,952 \times 0,24 = 1,56 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR TANDEM



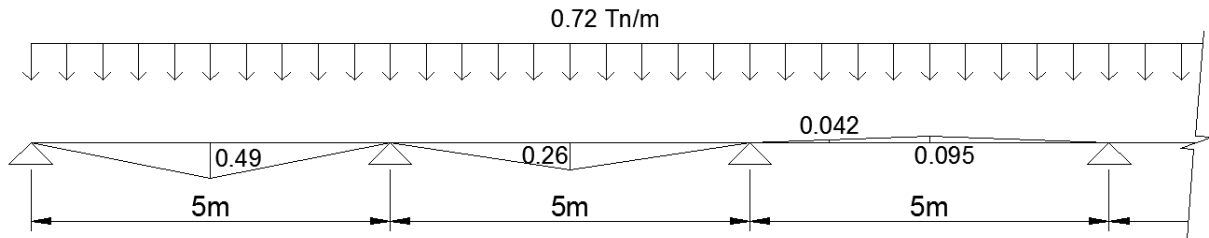
$$M_b = 11,20 \times 0,49 + 11,20 \times 0,255 = 8,34 \text{ Tn.m}$$

Se escoge el momento producido por el camión más carril ya que este es el que genera mayor momento.

B.1.1.1.2 MOMENTO POR CARGA MUERTA

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR PESO PROPIO

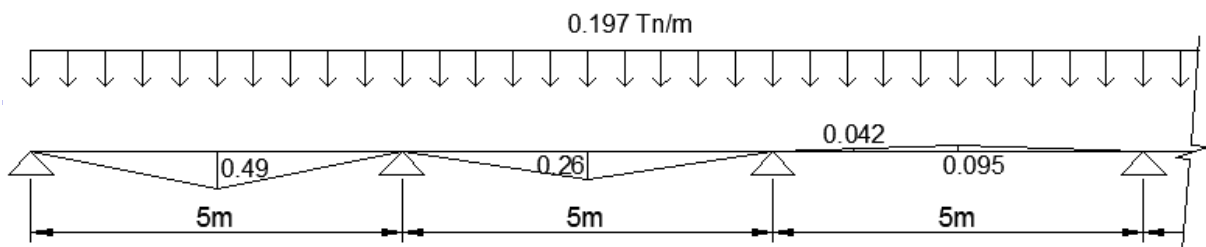
$$W_u = 0,30 \times 2,4 \times 1 = 0,72 \text{ Tn/m}$$



$$M_{dc} = 0,72 \times 1,225 + 0,72 \times 0,65 - 0,72 \times 0,24 = 1,18 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR ASFALTO

$$W_u = 0,0875 \times 2,25 \times 1 = 0,197 \text{ Tn/m}$$



$$M_{dw} = 0,197 \times 1,225 + 0,197 \times 0,65 - 0,197 \times 0,24 = 0,32 \text{ Tn.m}$$

B.1.1.1.3 DETERMINACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO

L1 =	40000 mm	Longitud del puente
W1 =	7200 mm	Ancho total modificado
W =	10200 mm	Ancho físico entre los bordes del puente
NL =	2	Numero de carriles

a. Un Carril Cargado:

$$E = 250 + 0,42(L1 \cdot W1)^{1/2} = 250 + 0,42(40000 \cdot 10200)^{1/2} =$$

$$E = 7377,64 \text{ mm}$$

b. Dos o mas Carriles Cargados

$$E = 2100 + 0.12(L_1 \cdot W_1)^{1/2} \leq W/NL$$

$$E = 250 + 0.42(40000 \cdot 10200)^{1/2} \leq 10200/2$$

$$E = 4136,47 \leq 5100$$

$$E = 4136,47 \text{ mm}$$

c. Se escoge el Ancho Efectivo Menor

$$E = 4136,46753 \text{ mm}$$

3,868233765

B.1.1.1.4 RESUMEN DE LOS MOMENTOS MÁXIMOS DE LA LOSA

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, se usa un coeficiente de IM de 0,33

Mdc=	1,18 Tn-m	
Mdw=	0,32 Tn-m	
MLL=	12,29 Tn-m	
MIM=	3,54 Tn-m	IM= 33%

B.1.1.1.5 SELECCIÓN DE MODIFICADORES DE CARGA (n)

Factor de Ductibilidad (nD) =	1
Factor de Redundancia (NR) =	1
Sector de Importancia Operativa (nL) =	1

$$n = nD \cdot nR \cdot nL$$

$$n = 1,00$$

B.1.1.1.6 COMBINACIÓN DE CARGAS APLICABLES

- RESISTENCIA 1 Estado Limite

$$Mu = n(1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM))$$

$$Mu = 1,00 \times (1.25 \times 1,18 + 1.50 \times 0,32 + 1.75 ((12,29 + 3,54) / (4136,47 / 1000)))$$

$$Mu = 8,65 \text{ Tn-m}$$

- SERVICIO 1 Estado Limite

$$Mu = 1,0(DC + DW) + 1,0(LL + IM)$$

$$Mu = 1,0(1,18 + 0,32) + 1,0((12,29 + 3,54) / (4136,47 / 1000))$$

$$Mu = 5,33 \text{ Tn-m}$$

B.1.1.1.7 DISEÑO

B.1.1.1.7.1 DISEÑO POR ESTADO LIMITE POR SERVICIO

a. VERIFICACIÓN DE PERALTE DE SERVICIO

$$\begin{aligned} \mu &= 5326,91 \text{ Kg.-m} \\ f_c &= 0,4 * f_c = 0,4 * 280 = 112 \text{ Kg./cm}^2 \\ f_s &= 0,4 * f_y = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ Kg./cm}^2 \\ E_s &= 2100000 \text{ Kg./cm}^2 \\ E_c &= 15000 \sqrt{f_c} = 15000 \sqrt{280} = 250998,01 \text{ Kg./cm}^2 \\ n &= E_s / E_c = 8,37 \\ r &= f_s / f_c = 1680 / 112 = 15 \\ K &= n / (n + r) = 8,37 / (8,37 + 15) = 0,36 \\ j &= 1 - K / 3 = 1 - 0,36 / 3 = 0,88 \\ b &= 100 \text{ cm.} \end{aligned}$$

b. DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL PERALTE

$$d = \sqrt{(2\mu / (f_c * K * j * b))} = \sqrt{(2 * 5326,91 / (112 * 0,36 * 0,88 * 100))} = 1,74 \text{ cm}$$

$$1,74 \text{ cm} < 30,00 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$d \text{ asumido} = 30 - 2,54 - (1,5875/2) = 26,71 \text{ cm} \quad \text{rec} = 2,5 \text{ cm}$$

c. ÁREA DEL REFUERZO DE TRACCIÓN DE ANCHO DE LOSA

$$A_s = \mu / (f_s * j * d) = 5326 / (1680 * 0,88 * 26,71) = 13,48 \text{ cm}^2$$

B.1.1.1.7.2 DISEÑO POR ESTADO LIMITE POR RESISTENCIA I

a. MOMENTO RESISTENTE A LA ROTURA

$$\mu = 8,65 \text{ Tn.m}$$

b. ÁREA DE REFUERZO DE TRACCIÓN (ACERO PRINCIPAL)

$$\begin{aligned} \mu &= 0,9 * A_s * f_y * (d - (A_s * f_y / (1,70 * f_c * b))) \\ (8,65 * 100000) &= 0,9 * A_s * 4200 * (26,71 - (A_s * 4200 / (1,70 * 280 * 100))) \\ A_s &= ((26,71) - \sqrt{((26,71 * 26,71) - (4 * (4200 / (1,7 * 280 * 100)) * ((8,65 * 100000) / (0,9 * 4200))))}) / (2 * (4200 / (1,7 * 280 * 100))) \\ A_s &= 293,84 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 8,83 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ asumido} = 8,83 \text{ cm}^2$$

c. VERIFICACIÓN DE ACERO MÁXIMO Y MÍNIMO
- ACERO MÁXIMO

$$C \leq 0.42d$$

$$6,28 \leq 11,22$$

Ok

C=	6,28
d=	26,71
a=	5,34
β =	0,85

- ACERO MÍNIMO

$$M_{umín} = \phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{umín} = \phi M_n \geq 1.33 M_u$$

CÁLCULO DEL PRIMER Mumin

$$M_{cr} = \frac{F_r \cdot I_x}{Y_t} = \frac{33,47 \times 225000}{15 \times 100000}$$

M_{cr} = 5,02 Tn.m

$$I_x = (b \times (eLosa)^3) / 12$$

$$I_x = (100 \times (0,30 \times 100)^3) / 12$$

$$I_x = \mathbf{225000,00 \text{ cm}^4}$$

$$F_r = 2 \times \sqrt{f_c}$$

$$F_r = 2 \times \sqrt{280}$$

$$F_r = \mathbf{33,47 \text{ Kg./cm}^2}$$

$$Y_t = (eLosa) / 2$$

$$Y_t = (0,30 \times 100) / 2$$

$$Y_t = \mathbf{15,00 \text{ m}}$$

$$M_{umín} = \phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{umín} = 1,2 \times 5,02$$

M_{umín} = 6,02 Tn.m

CÁLCULO DEL SEGUNDO Mumin

$$M_{umín} = \phi M_n \geq 1.33 M_u$$

$$M_{umín} = 1,33 \times 8,65$$

M_{umín} = 11,51 Tn.m

ELECCIÓN DEL Mumin

El Mumin tiene que ser el menor de los dos calculados anteriormente.

M_{umín} = 6,02 Tn.m

VERIFICACIÓN DEL Mumin

$$M_{umín} = 6,02 \text{ Tn.m} < M_u = 8,65 \text{ Tn.m}$$

d. ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.75 A_g / f_y \text{ (Mpa)} = 0.75 \times (30 \times 100) / 420 = 5,36 \text{ cm}^2$$

e. DISTRIBUCIÓN DE ACERO

	Diámetro		Perímetro cm.	Peso Kg./ml	Área cm ²
	pulg.	cm.,			
# 02	1/4	0,365	2	0,25	0,32
# 03	3/8	0,953	3	0,58	0,74
# 04	1/2	1,27	4	1,02	1,29
# 05	5/8	1,587	5	1,60	2,00
# 06	3/4	1,905	6	2,26	2,84
# 08	1	2,54	8	4,04	5,10
# 11	1 3/8	3,581	11,2	7,95	10,06

- ACERO PRINCIPAL

$$A_{sp} = 8,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro a usar} = \boxed{5/8} \text{ ''}$$

$$\text{Área} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = (A_v \times b) / A_{sp}$$

$$(2 \times 100) / 8,83$$

$$S_{\text{mín}} = 1,5 \times \emptyset$$

$$1,5 \times 5/8 \times 2,54$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = 22,65 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 2,38 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 1,5 \times (e_{\text{Losa}})$$

$$1,5 \times 30$$

$$S \text{ asumido} = 20,00 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 45,00 \text{ cm}$$

OK

USAR: Ø 5/8 '' @ 20 cm.

- ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{st} = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro a usar} = \boxed{1/2} \text{ ''}$$

$$\text{Área} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = (A_v \times b) / A_{st}$$

$$(1,29 \times 100) / 5,36$$

$$S_{\text{mín}} = 1,5 \times \emptyset$$

$$1,5 \times 1/2 \times 2,54$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = 24,08 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 1,91 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 1,5 \times (e_{\text{Losa}})$$

$$1,5 \times 30$$

$$S \text{ asumido} = 20,00 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 45,00 \text{ cm}$$

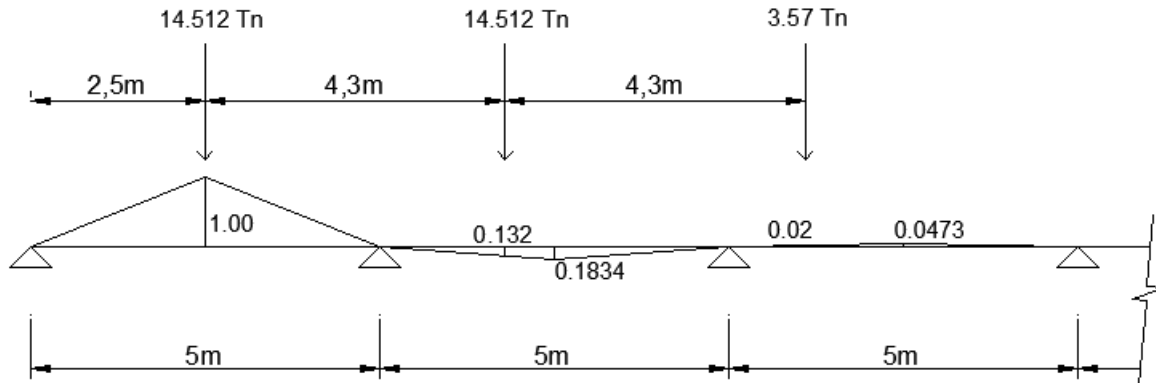
OK

USAR: Ø 1/2 '' @ 20 cm.

B.1.1.2 MOMENTO POSITIVO

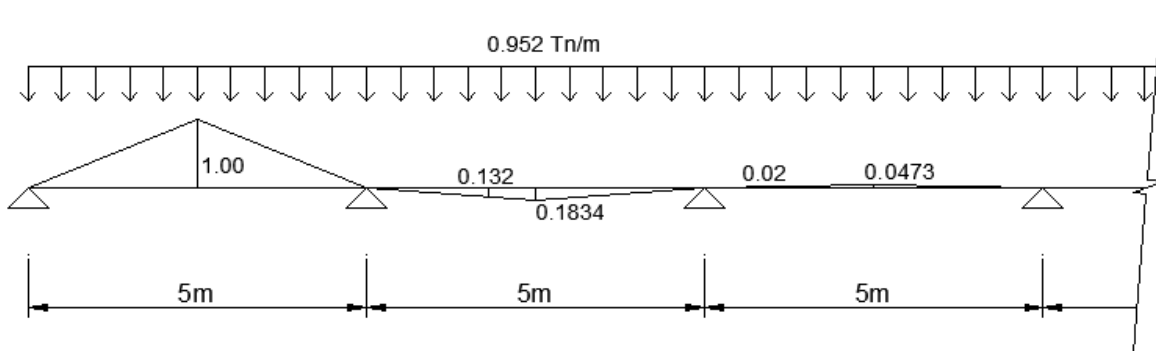
B.1.1.2.1 MOMENTO POR CARGA VIVA

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR CAMIÓN



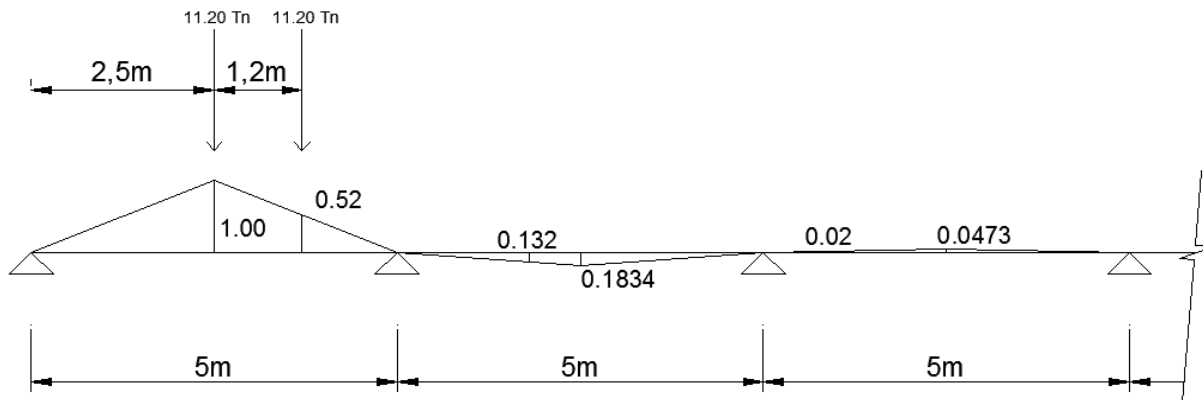
$$M_b = 14,512 \times 1,00 - 14,512 \times 0,132 + 3,57 \times 0,02 = 12,67 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR CARRIL



$$M_b = 0,952 \times 2,50 - 0,952 \times 0,459 + 0,952 \times 0,119 = 2,06 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR TANDEM



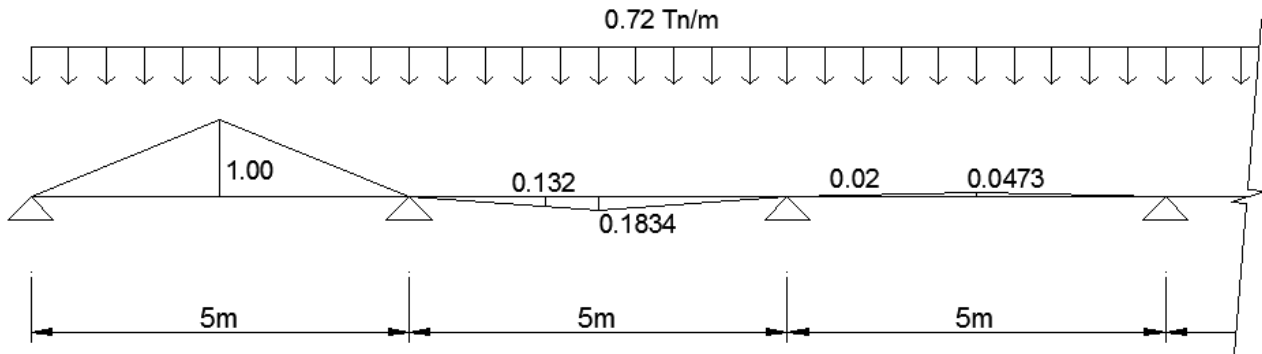
$$M_b = 11,20 \times 1,00 + 11,20 \times 0,52 = 17,02 \text{ Tn.m}$$

Se escoge el momento producido por el tándem más carril ya que este es el que genera mayor momento.

B.1.1.2.2 MOMENTO POR CARGA MUERTA

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR PESO PROPIO

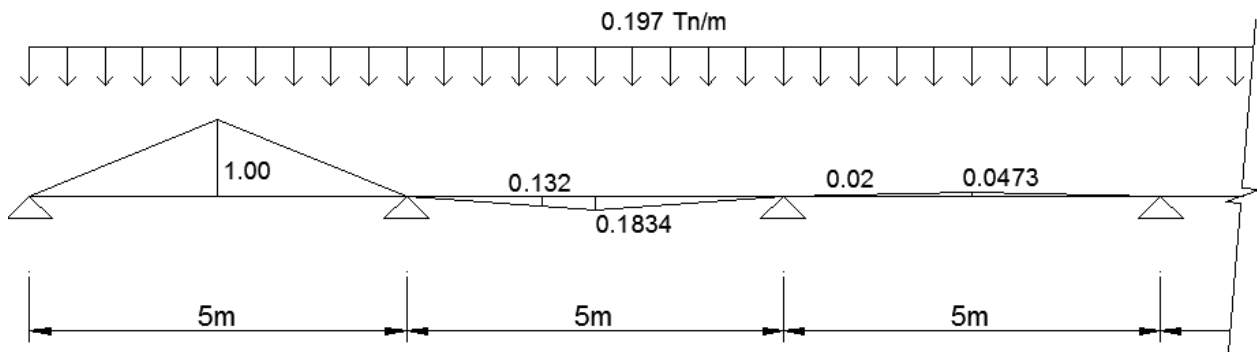
$W_u = 0,30 \times 2,4 \times 1 = 0,72 \text{ Tn/m}$



$M_{dc} = 0,72 \times 2,50 - 0,72 \times 0,459 + 0,72 \times 0,119 = 1,56 \text{ Tn.m}$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR ASFALTO

$W_u = 0,0875 \times 2,25 \times 1 = 0,197 \text{ Tn/m}$



$M_{dw} = 0,197 \times 2,50 - 0,197 \times 0,459 + 0,197 \times 0,119 = 0,43 \text{ Tn.m}$

B.1.1.2.3 DETERMINACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO

L1 =	40000 mm	Longitud del puente
W1 =	7200 mm	Ancho total modificado
W =	10200 mm	Ancho físico entre los bordes
NL =	2	Numero de carriles

a. Un Carril Cargado:

$E = 250 + 0.42(40000 \times 10200)^{1/2} =$

$E = 7377,64 \text{ mm}$

b. Dos o mas Carriles Cargados

$$E = 2100 + 0.12(L_1 \cdot W_1)^{1/2} \leq W/NL$$

$$E = 250 + 0.42(40000 \cdot 10200)^{1/2} \leq 10200/2$$

$$E = 4136,47 \leq 5100$$

$$E = 4136,47 \text{ mm}$$

c. Se escoge el Ancho Efectivo Menor

$$E = 4136,47 \text{ mm}$$

B.1.1.2.4 RESUMEN DE LOS MOMENTOS MÁXIMOS DE LA LOSA

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, se usa un coeficiente de IM de 0,33

Mdc=	1,56 Tn-m	
Mdw=	0,43 Tn-m	
MLL=	19,08 Tn-m	
MIM=	5,62 Tn-m	IM= 33%

B.1.1.2.5 SELECCIÓN DE MODIFICADORES DE CARGA (n)

Factor de Ductibilidad (nD) =	1
Factor de Redundancia (NR) =	1
Sector de Importancia Operativa (nL) =	1

$$n = nD \cdot nR \cdot nL$$

$$n = 1,00$$

B.1.1.2.6 COMBINACIÓN DE CARGAS APLICABLES

- RESISTENCIA 1 Estado Limite

$$Mu = n(1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM))$$

$$Mu = 1,00 \times (1.25 \times 1,56 + 1.50 \times 0,43 + 1.75 ((19,09 + 5,62)/(4136,47/1000)))$$

$$Mu = 13,03 \text{ Tn-m}$$

- SERVICIO 1 Estado Limite

$$Mu = 1,0(DC + DW) + 1.0 (LL + IM)$$

$$Mu = 1.0(1,56 + 0,43) + 1.0((19,09 + 5,62)/(4136,47/1000))$$

$$Mu = 7,95 \text{ Tn-m}$$

B.1.1.2.7 DISEÑO

B.1.1.2.7.1 DISEÑO POR ESTADO LIMITE POR SERVICIO

a. VERIFICACIÓN DE PERALTE DE SERVICIO

$$\begin{aligned} \mu &= 7951,57 \text{ Kg.-m} \\ f_c &= 0,4 * f'_c = 0,4 * 280 = 112 \text{ Kg./cm}^2 \\ f_s &= 0,4 * f_y = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ Kg./cm}^2 \\ E_s &= 2100000 \text{ Kg./cm}^2 \\ E_c &= 15000 \sqrt{f'_c} = 15000 \sqrt{280} = 250998,01 \text{ Kg./cm}^2 \\ n &= E_s / E_c = 8,37 \\ r &= f_s / f_c = 1680 / 112 = 15 \\ K &= n / (n + r) = 8,37 / (8,37 + 15) = 0,36 \\ j &= 1 - K / 3 = 1 - 0,36 / 3 = 0,88 \\ b &= 100 \text{ cm.} \end{aligned}$$

b. DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL PERALTE

$$d = \sqrt{(2\mu / (f_c * K * j * b))} = \sqrt{(2 * 7951,57 / (112 * 0,36 * 0,88 * 100))} = 2,12 \text{ cm}$$

$$2,12 \text{ cm} < 30,00 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$d \text{ asumido} = 30 - 2,54 - (1,5875/2) = 26,71 \text{ cm} \quad \text{rec} = 2,5 \text{ cm}$$

c. ÁREA DEL REFUERZO DE TRACCIÓN DE ANCHO DE LOSA

$$A_s = M / (f_s * j * d) = 10530,61 / (1680 * 0,88 * 26,71) = 20,12 \text{ cm}^2$$

B.1.1.2.7.2 DISEÑO POR ESTADO LIMITE POR RESISTENCIA I

a. MOMENTO RESISTENTE A LA ROTURA

$$\mu = 13,03 \text{ Tn.m}$$

b. ÁREA DE REFUERZO DE TRACCIÓN (ACERO PRINCIPAL)

$$\begin{aligned} \mu &= 0,9 * A_s * f_y * (d - (A_s * f_y / (1,70 * f'_c * b))) \\ (17,54 * 100000) &= 0,9 * A_s * 4200 * (26,71 - (A_s * 4200 / (1,70 * 280 * 100))) \\ A_s &= ((26,71) - \sqrt{((26,71 * 26,71) - (4 * (4200 / (1,7 * 280 * 100)) * ((13,03 * 100000) / (0,9 * 4200))))}) / (2 * (4200 / (1,7 * 280 * 100))) \\ A_s &= 289,16 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 13,51 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ asumido} = 13,51 \text{ cm}^2$$

c. VERIFICACIÓN DE ACERO MÁXIMO Y MÍNIMO
- ACERO MÁXIMO

$$C \leq 0.42d$$

$$6,28 \leq 11,22$$

Ok

$$C = 6,28$$

$$d = 26,71$$

$$a = 5,34$$

$$\beta = 0,85$$

- ACERO MÍNIMO

$$M_{\text{mín}} = \phi M_n \geq 1.2 M_{\text{cr}}$$

$$M_{\text{mín}} = \phi M_n \geq 1.33 M_u$$

CÁLCULO DEL PRIMER Mumin

$$M_{\text{cr}} = \frac{F_r \cdot I_x}{Y_t} = \frac{33,47 \times 225000}{15 \times 100000}$$

$$M_{\text{cr}} = 5,02 \text{ Tn.m}$$

$$I_x = \frac{b \times (e_{\text{Losa}})^3}{12}$$

$$I_x = \frac{100 \times (0,30 \times 100)^3}{12}$$

$$I_x = 225000,00 \text{ cm}^4$$

$$F_r = 2 \times \sqrt{f_c}$$

$$F_r = 2 \times \sqrt{280}$$

$$F_r = 33,47 \text{ Kg./cm}^2$$

$$Y_t = \frac{e_{\text{Losa}}}{2}$$

$$Y_t = \frac{0,30 \times 100}{2}$$

$$Y_t = 15,00 \text{ m}$$

$$M_{\text{mín}} = \phi M_n \geq 1.2 M_{\text{cr}}$$

$$M_{\text{mín}} = 1,2 \times 5,02$$

$$M_{\text{mín}} = 6,02 \text{ Tn.m}$$

CÁLCULO DEL SEGUNDO Mumin

$$M_{\text{mín}} = \phi M_n \geq 1.33 M_u$$

$$M_{\text{mín}} = 1,33 \times 13,03$$

$$M_{\text{mín}} = 17,33 \text{ Tn.m}$$

ELECCIÓN DEL Mumin

El Mumin tiene que ser el menor de los dos calculados anteriormente.

$$M_{\text{mín}} = 6,02 \text{ Tn.m}$$

VERIFICACIÓN DEL Mumin

$$M_{\text{mín}} = 6,02 \text{ Tn.m} < M_u = 13,03 \text{ Tn.m}$$

OK

ACERO DE REPARTICIÓN

$$\%Asr = 1750 / S^{0.5} = 1750/\sqrt{S} = 1750/\sqrt{(5*1000)} = 24,75 \%$$

24,75 % de As < 50% **OK**

$$Asr = As \times (\%Asr)$$

$$Asr = 13,51 \times (24,75/100)$$

$$Asr = 3,34 \text{ cm}^2$$

e. DISTRIBUCIÓN DE ACERO

	Diámetro		Perímetro cm.	Peso Kg./ml	Área cm ²
	pulg.	cm.,			
# 02	1/4	0,365	2	0,25	0,32
# 03	3/8	0,953	3	0,58	0,74
# 04	1/2	1,27	4	1,02	1,29
# 05	5/8	1,587	5	1,60	2,00
# 06	3/4	1,905	6	2,26	2,84
# 08	1	2,54	8	4,04	5,10
# 11	1 3/8	3,581	11,2	7,95	10,06

- ACERO PRINCIPAL

$$Asp = 13,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro a usar} = \boxed{3/4} \text{ "}$$

$$\text{Área} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = (Av \times b)/Asp$$

$$= (2,84 \times 100)/13,51$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = 21,02 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 1,5 \times \emptyset$$

$$= 1,5 \times 3/4 \times 2,54$$

$$S_{\text{mín}} = 2,86 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 1,5 \times (eLosa)$$

$$= 1,5 \times 30$$

$$S_{\text{máx}} = 45,00 \text{ cm}$$

$$S \text{ asumido} = 20,00 \text{ cm}$$

OK

USAR: Ø 3/4 " @ 20 cm.

- ACERO DE REPARTICIÓN

$$Asr = 3,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro a usar} = \boxed{1/2} \text{ "}$$

$$\text{Área} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = (Av \times b)/Asr$$

$$= (1,29 \times 100)/3,34$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = 38,58 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 1,5 \times \emptyset$$

$$= 1,5 \times 1/2 \times 2,54$$

$$S_{\text{mín}} = 1,91 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 1,5 \times (eLosa)$$

$$= 1,5 \times 30$$

$$S_{\text{máx}} = 45,00 \text{ cm}$$

$$S \text{ asumido} = 35,00 \text{ cm}$$

OK

USAR: Ø 1/2 " @ 35 cm.

- GRAFICA

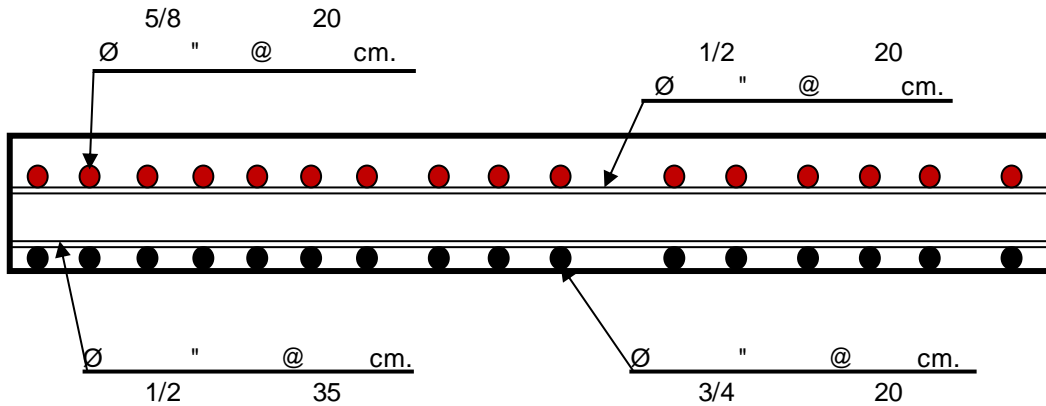


FIGURA N° 43:

Refuerzo de acero en franja interior

Limitación de la Fisuración mediante distribución de la armadura (Estado Límite de Servicio)

Acero Positivo

a) Esfuerzo máximo del acero (f_{sa})

$$dc = \text{recubrimiento} + \frac{\varnothing}{2}$$

$$dc = 2,5 + \frac{(3/4 \times 2,54)}{2}$$

$$dc = 3,45 \text{ cm}$$

$$b = \text{Espaciamiento del acero}$$

$$b = 20,00 \text{ cm}$$

$$nv = \text{Número de varillas}$$

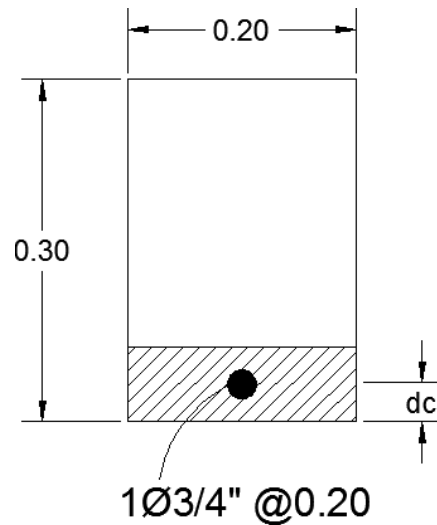
$$nv = 1$$

$$A = \frac{(2 \text{ dc}) \times b}{nv}$$

$$A = \frac{(2 \times 3,45) \times 20}{1}$$

$$A = 138,1 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30591 \text{ Kg/cm} \quad (\text{Condición de Exposición moderada})$$



$$f_{sa} = \frac{Z}{(dc \times A)^{1/3}} \leq 0,6 \times F_y$$

$$f_{sa} = \frac{30591}{(3,45 \times 172,625)^{1/3}} \leq 0,6 \times 4200$$

$$f_{sa} = 3915,78 \text{ Kg/cm}^2 \quad > \quad 0,6 \times F_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Usar}$$

b) Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I}$$

$M_s = 7,95 \text{ Tn.m}$ Momento de Servicio Positivo hallado anteriormente
 Como tenemos el ancho de la losa que es 20 cm, multiplicamos el M_s por 0,20

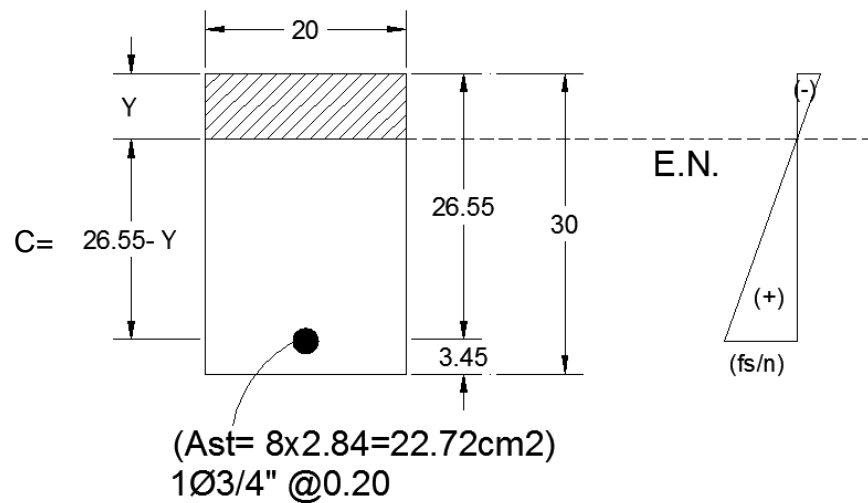
$$M_s = 7,95 \times 0,20$$

$$M_s = 1,59 \text{ Tn.m}$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 250998,01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8,00$$



Area de acero transformada

$A_{st} =$ Relación modular x área de acero

$$A_{st} = 22,72$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar Y

$$20,00 \text{ y } (y/2) = \frac{22,72}{(26,55 - Y)}$$

$$Y = 6,71 \text{ cm} \quad C = 20,00 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st} \times c^2 + (b \times y^3)/3$$

$$I = 40,80 \times 20,00^2 + (20 \times 6,71^3)/3$$

$$I = 11102,08 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I} = \frac{1,59 \times 10^5 \times 20,00 \times 8}{11102,08}$$

$$f_s = 2291,92 \text{ Kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

OK

Acero Negativo

a) Esfuerzo máximo del acero (f_{sa})

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\varnothing}{2}$$

$$d_c = 5 + \frac{5/8 \times 2,54}{2}$$

$$d_c = 5,79 \text{ cm}$$

$$b = \text{Espaciamiento del acero}$$

$$b = 20,00 \text{ cm}$$

$$n_v = \text{Número de varillas}$$

$$n_v = 1$$

$$A = \frac{(2 d_c) \times b}{n_v}$$

$$A = \frac{(2 \times 5,79) \times 20}{1}$$

$$A = 231,75 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30591 \text{ Kg/cm}$$

(Condición de Exposición moderada)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \times A)^{1/3}} \leq 0,6 \times F_y$$

$$f_{sa} = \frac{30591}{(5,79 \times 231,75)^{1/3}} \leq 0,6 \times 4200$$

$$f_{sa} = 2772,90 \text{ Kg/cm}^2$$

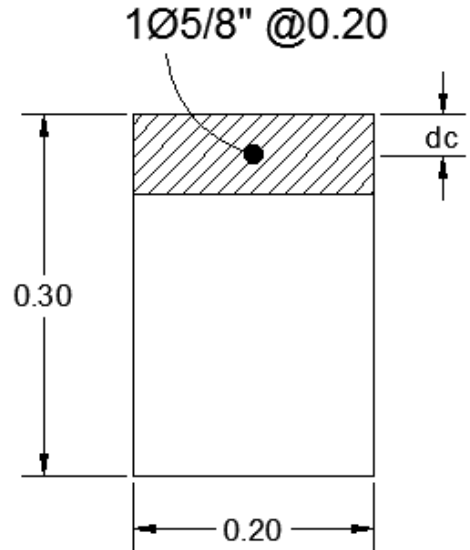
>

$$0,6 \times F_y =$$

$$2520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Usar



b) Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I}$$

$$M_s = 5,33 \text{ Tn.m} \quad \text{Momento de Servicio Positivo hallado anteriormente}$$

Como tenemos el ancho de la losa que es 20cm, multiplicamos el M_s por 0,20

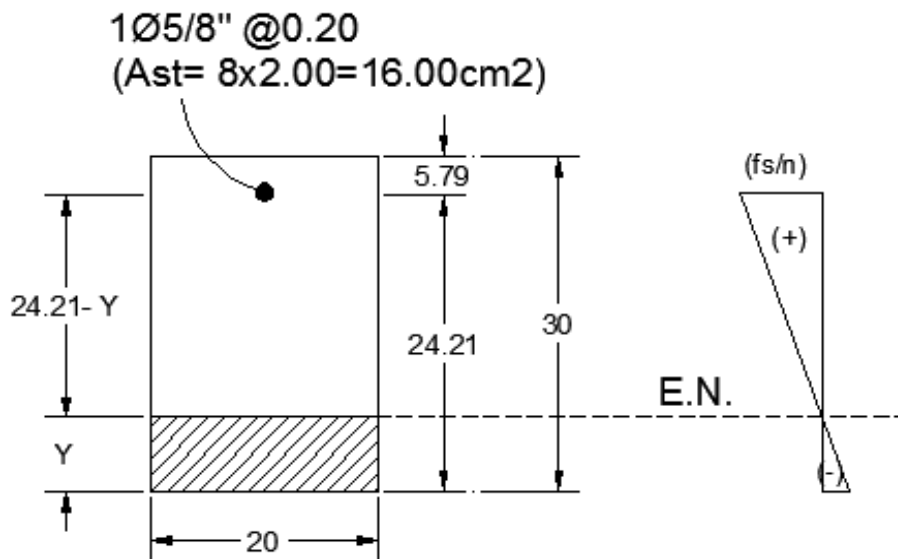
$$M_s = 5,33 \times 0,20$$

$$M_s = 1,07 \text{ Tn.m}$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 250998,01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8,00$$



Area de acero transformada

Ast= Relación modular x área de acero

Ast= 16,00

Momentos respecto al eje neutro para determinar Y

$$20,00 \text{ y } (y/2) = 16,00 \quad (24,21 - Y)$$

Y= 5,48 cm C= 21,23 cm

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = Ast \times c^2 + (b \times y^3)/3$$

$$I = 16 \times 21,23^2 + (20 \times 5,48^3)/3$$

$$I = 8308,52 \text{ cm}^4$$

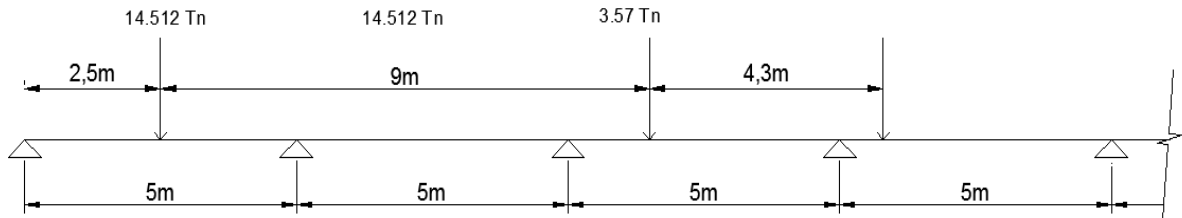
$$fs = \frac{Ms \times C \times n}{I} = \frac{1,07 \times 10^5 \times 21,23 \times 8}{8308,52}$$

$$fs = 2177,82 \text{ Kg/cm}^2$$

<
OK

$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Fatiga Estado Límite de Fátiga



$$MLL(+)= 15126,07\text{Kg.m}$$

$$MLL(-)= 8441,01\text{Kg.m}$$

Para el Diseño por Fatiga, con $n= nD nR nI=1$:

$$M_{fat}= n(0,75MLL+IM)$$

Considerando el Ancho efectivo para una sola vía cargada y $IM= 15\%$:

$$M_{fat (+)}= 1,0(0,75 \times 1,15 \times 15126,07) / E$$

$$M_{fat (+)}= 1,0(0,75 \times 1,15 \times 15126,07) / 7,38$$

$$M_{fat (+)}= 1768,35\text{Kg.m}$$

$$M_{fat (-)}= 1,0(0,75 \times 1,15 \times 8441,01) / E$$

$$M_{fat (-)}= 1,0(0,75 \times 1,15 \times 8441,01) / 7,38$$

$$M_{fat (-)}= 986,82\text{Kg.m}$$

- SECCIÓN FISURADA

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas más 1.5 veces la carga de fatiga, da por resultado una tensión de tracción mayor que $0,80\sqrt{f_c}$

$$f_{trac}= 13,39 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más 1.5 veces la carga de fatiga en una franja interior:

$$M'_{fat (+)}= 1,0 M_{dc} + 1,0 M_{dw} + 1,5 M_{fat}$$

$$M'_{fat (+)}= 1,0 \times 1555,2 + 1,0 \times 425,52 + 1,5 \times 1768,35$$

$$M'_{fat (+)}= 4633,24\text{Kg.m}$$

$$F_{fat}= \frac{M'_{fat(+)}}{S}$$

$$F_{fat}= 30,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$M''_{fat (-)}= 1,0 M_{dc} + 1,0 M_{dw} + 1,5 M_{fat}$$

$$M''_{fat (-)}= 1,0 \times 1555,2 + 1,0 \times 425,52 + 1,5 \times 986,82$$

$$M''_{fat (-)}= 3460,94\text{Kg.m}$$

$$F_{fat}= \frac{M''_{fat(-)}}{S}$$

$$F_{fat}= 23,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$S= bh^2/6$$

$$S= 100 \times 35^2/6$$

$$S= 15000,00\text{cm}^3$$

Para esfuerzo máximo
Como $f_{fat} = 30,89 \text{ kg/cm}^2 > 13,39 \text{ kg/cm}^2$ **Se Usará Sección Agrietada**

Para esfuerzo mínimo
Como $f_{fat} = 23,07 \text{ kg/cm}^2 > 13,39 \text{ kg/cm}^2$ **Se Usará Sección Agrietada**

- VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

Esfuerzo en el refuerzo debido a la carga viva máxima

$$\begin{aligned} \text{Con } A_s &= 1 \phi 3/4" @ 0,25 = 2,84 \text{cm}^2 / 0,25 = 11,36 \text{cm}^2/\text{m} \\ j, d &= d - Y/3 = 24,31 \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{LL} &= \frac{M_{fat}}{A_s(j, d)} \\ f_{LL} &= 640,31 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Esfuerzo en el refuerzo debido a la carga viva máxima

$$\begin{aligned} \text{Con } A_s &= 1 \phi 3/4" @ 0,25 = 2,84 \text{cm}^2 / 0,25 = 11,36 \text{cm}^2/\text{m} \\ j, d &= d - Y/3 = 24,31 \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{LL} &= \frac{M_{fat}}{A_s(j, d)} \\ f_{LL} &= 357,32 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Rango máximo de Esfuerzos

El esfuerzo mínimo es el esfuerzo por carga viva mínimo combinado con el esfuerzo por carga permanente.

El momento por carga muerta para una franja interior es:

$$MDL = MDC + MDW = 1555,2 + 425,52 = 1499,30 \text{ Kg.m}$$

El esfuerzo por carga permanente es:

$$\begin{aligned} f_{DL} &= \frac{MDL}{A_s(j, d)} \\ f_{DL} &= 542,89 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Luego, el esfuerzo mínimo es:

$$\begin{aligned} f_{min} &= 357,32 + 542,89 \\ f_{min} &= 900,21 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Luego, el esfuerzo máximo es:

$$f_{\max} = 640,31 + 542,89$$
$$f_{\max} = 1183,20 \text{ kg/cm}^2$$

Rango de esfuerzos es:

$$f = f_{\max} - f_{\min}$$
$$f = 1183,2 - 900,21$$
$$f = 282,99 \text{ kg/cm}^2$$

Rango de esfuerzos es:

$$f_{\text{límite}} = 1479 - 0,33f_{\min} + 56 (r/h)$$
$$f_{\text{límite}} = 1479 - 0,33 \times 900,21 + 56 \times 0,3$$
$$f_{\text{límite}} = 1202,09 \text{ kg/cm}^2 > f = 282,99$$

OK

B. ANALISIS DE LOSA

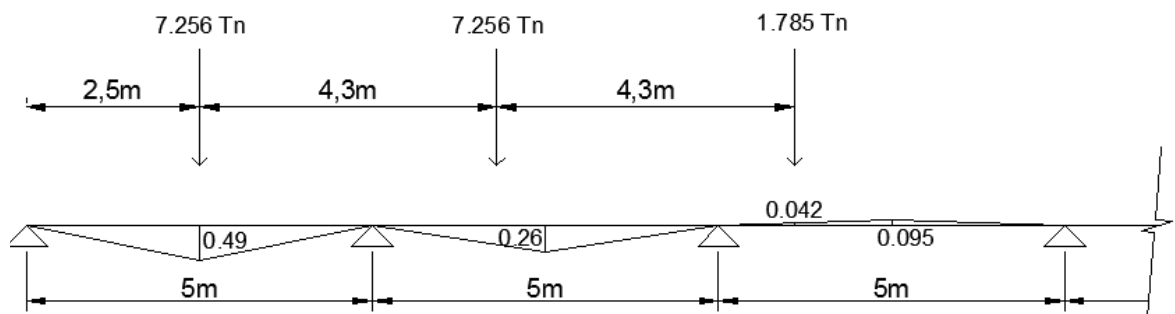
B.1 METRADO DE CARGAS

B.1.1 FRANJA DE BORDE

B.1.1.1 MOMENTO NEGATIVO

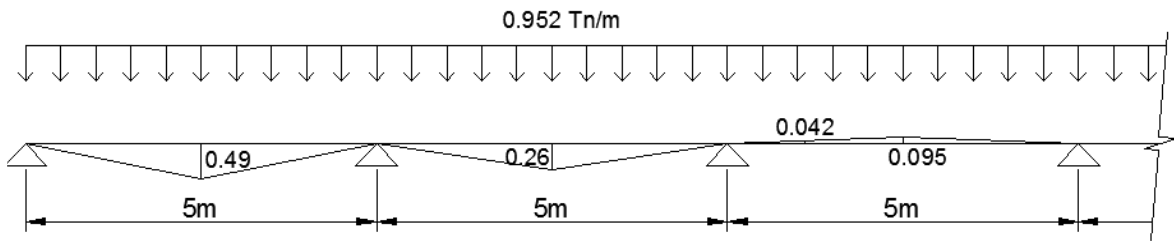
B.1.1.1.1 MOMENTO POR CARGA VIVA

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR CAMIÓN



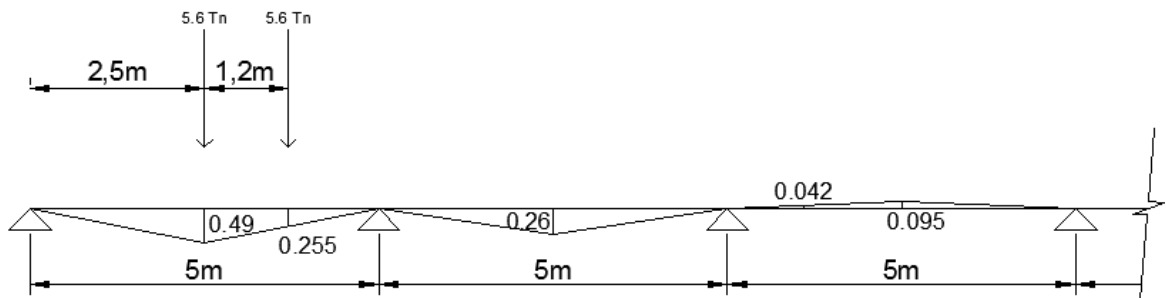
$$M_b = 7,256 \times 0,49 + 7,256 \times 0,26 - 1,785 \times 0,042 = 5,37 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR CARRIL



$$M_b = 0,952 \times 1,225 + 0,952 \times 0,65 - 0,952 \times 0,24 = 1,56 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR TANDEM

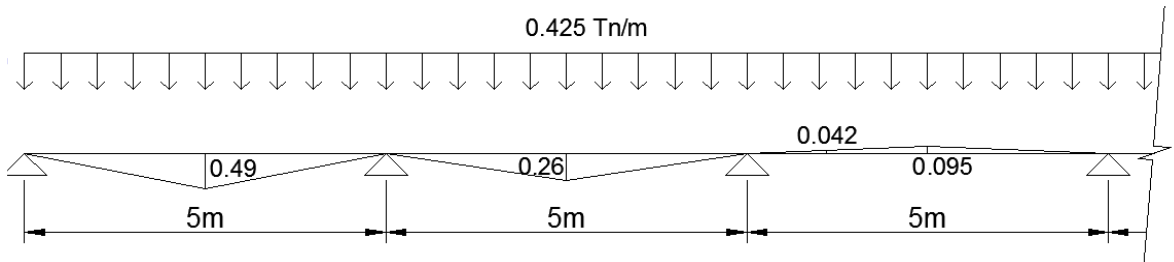


$$M_b = 5,6 \times 0,49 + 5,6 \times 0,255 = 4,17 \text{ Tn.m}$$

Se escoge el momento producido por el camión más carril ya que este es el que genera mayor momento.

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR CARGA PEATONAL

$$W_u = (510 \times 1,5) / 1,8 = 0,425 \text{ Tn/m}$$

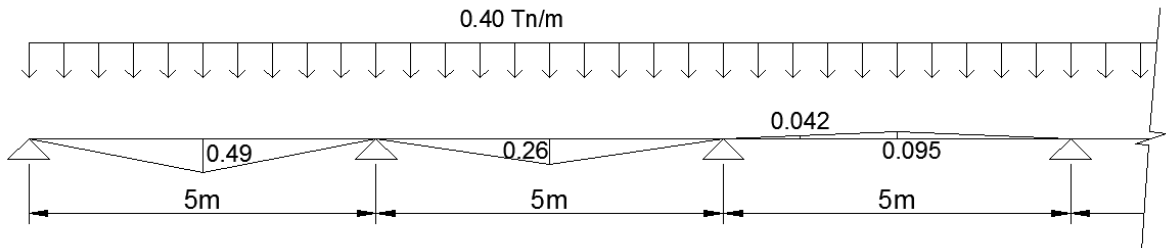


$$M_b = 0,425 \times 1,225 + 0,425 \times 0,65 - 0,425 \times 0,24 = 0,69 \text{ Tn.m}$$

B.1.1.1.2 MOMENTO POR CARGA MUERTA

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR PESO PROPIO

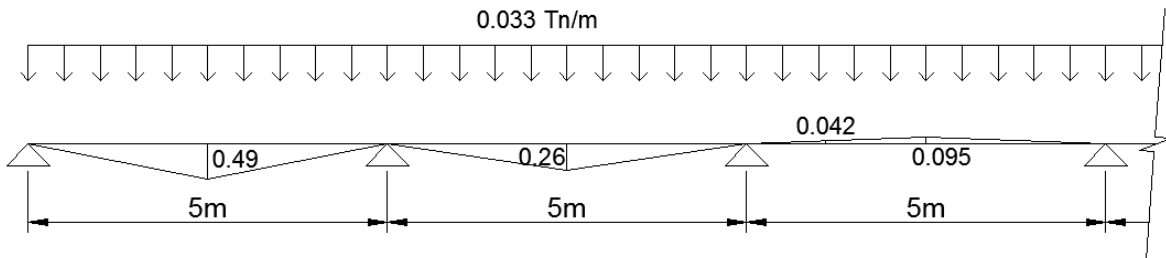
$$W_u = (0,30 \times 2,4 \times 1) / 1,8 = 0,40 \text{ Tn/m}$$



$$M_{dc} = 0,40 \times 1,225 + 0,40 \times 0,65 - 0,40 \times 0,24 = 0,65 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR ASFALTO

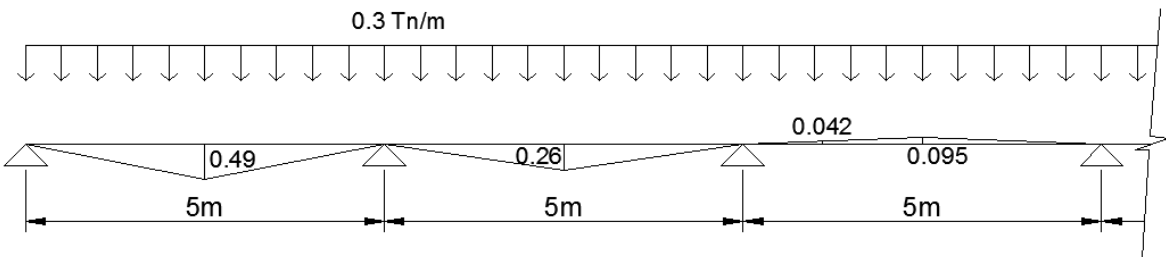
$$W_u = (0,0875 \times 2,25 \times 0,3) / 1,8 = 0,033 \text{ Tn/m}$$



$$M_{dw} = 0,197 \times 1,225 + 0,197 \times 0,65 - 0,197 \times 0,24 = 0,05 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR VEREDA

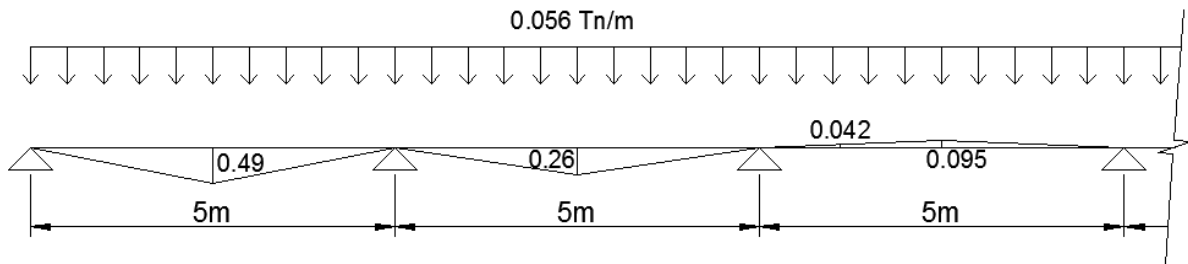
$$W_u = (0,15 \times 2,4 \times 1,5) / 1,8 = 0,3 \text{ Tn/m}$$



$$M_{dw} = 0,3 \times 1,225 + 0,3 \times 0,65 - 0,3 \times 0,24 = 0,49 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR BARANDA

$$W_u = (0,10)/1,8 = 0,056 \text{ Tn/m}$$



$$M_{dw} = 0,056 \times 1,225 + 0,056 \times 0,65 - 0,056 \times 0,24 = 0,09 \text{ Tn.m}$$

B.1.1.1.3 DETERMINACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO

L1 =	40000 mm	Longitud del puente
W1 =	7200,00 mm	Ancho total modificado
W =	10200 mm	Ancho físico entre los bordes del puente
NL =	2	Numero de carriles

a. Un Carril Cargado:

$$E = 250 + 0.42(L1 \cdot W1)^{1/2} = 250 + 0.42(40000 \cdot 10200)^{1/2} =$$

$$E = 7377,64 \text{ mm}$$

b. Dos o mas Carriles Cargados

$$E = 2100 + 0.12(L1 \cdot W1)^{1/2} \leq \frac{W}{NL}$$

$$E = 250 + 0.42(40000 \cdot 10200)^{1/2} \leq \frac{10200}{2}$$

$$E = 4136,47 \leq 5100$$

$$E = 4136,47 \text{ mm}$$

c. Se escoge el Ancho Efectivo Menor

$$E = 4136,46753 \text{ mm}$$

d. Ancho de Franja de Borde Longitudinal

Para una loma de llantas = Distancia del borde de vereda + 0,30m + 1/2 ancho de franja \leq 1,80m

Para una loma de llantas = 1,50 + 0,30 + (1/2) 4,136 \leq 1,80m

Para una loma de llantas = 1,50 + 0,30 + (1/2) 4,136 \leq 1,80m

Para una loma de llantas = 3,868 m \leq 1,80m

Como el ancho de franja hallado sobrepasa los 1,80m, se toma este último como ancho de franja.

B.1.1.1.4 RESUMEN DE LOS MOMENTOS MÁXIMOS DE LA LOSA

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, se usa un coeficiente de IM de 0,33

Mdc=	1,24 Tn-m	
Mdw=	0,05 Tn-m	
MLL=	7,62 Tn-m	
MIM=	1,77 Tn-m	IM= 33%

B.1.1.1.5 SELECCIÓN DE MODIFICADORES DE CARGA (n)

Factor de Ductibilidad (nD) =	1
Factor de Redundancia (NR) =	1
Sector de Importancia Operativa (nL) =	1

$$n = nD * nR * nL$$

$$n = 1,00$$

B.1.1.1.6 COMBINACIÓN DE CARGAS APLICABLES

- RESISTENCIA 1 Estado Limite

$$Mu = n(1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM))$$

$$Mu = 1,00 \times (1.25 \times 1,18 + 1.50 \times 0,32 + 1.75 ((12,29 + 3,54)/(1,8)))$$

$$\mathbf{Mu = 10,75 Tn-m}$$

- SERVICIO 1 Estado Limite

$$Mu = 1,0(DC + DW) + 1.0 (LL + IM)$$

$$Mu = 1.0(1,18 + 0,32) + 1.0((12,29 + 3,54)/(1,8))$$

$$\mathbf{Mu = 6,51 Tn-m}$$

B.1.1.1.7 DISEÑO

B.1.1.1.7.1 DISEÑO POR ESTADO LIMITE POR SERVICIO

a. VERIFICACIÓN DE PERALTE DE SERVICIO

$$Mu = 6506,43 \text{ Kg.-m}$$

$$f_c = 0.4 * f'_c = 0,4 \times 280 = 112 \text{ Kg./cm}^2$$

$$f_s = 0.4 * f_y = 0,4 \times 4200 = 1680 \text{ Kg./cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg./cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 15000 \times \sqrt{280} = 250998,01 \text{ Kg./cm}^2$$

$$n = E_s / E_c = 8,37$$

$$r = f_s / f_c = 1680/112 = 15$$

$$K = n/(n + r) = 8,37/(8,37+15) = 0,36$$

$$j = 1 - K/3 = 1 - 0,36/3 = 0,88$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

b. DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL PERALTE

$$d = \sqrt{(2M_u / (f_c \cdot K \cdot j \cdot b))} = \sqrt{(2 \times 6506,43 / (112 \times 0,36 \times 0,88 \times 100))} = 1,92 \text{ cm}$$

$$1,92 \text{ cm} < 30,00 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$d \text{ asumido} = 30 - 2,54 - (1,5875/2) = 26,71 \text{ cm} \quad \text{rec} = 2,5 \text{ cm}$$

c. ÁREA DEL REFUERZO DE TRACCIÓN DE ANCHO DE LOSA

$$A_s = M / (f_s \cdot j \cdot d) = 6506,43 / (1680 \times 0,88 \times 26,71) = 16,47 \text{ cm}^2$$

B.1.1.1.7.2 DISEÑO POR ESTADO LIMITE POR RESISTENCIA I

a. MOMENTO RESISTENTE A LA ROTURA

$$M_u = 10,75 \text{ Tn.m}$$

b. ÁREA DE REFUERZO DE TRACCIÓN (ACERO PRINCIPAL)

$$\begin{aligned} M_u &= 0,9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - (A_s \cdot f_y / (1,70 \cdot f'_c \cdot b))) \\ (8,65 \times 100000) &= 0,9 \cdot A_s \cdot 4200 \cdot (26,71 - (A_s \cdot 4200 / (1,70 \cdot 280 \cdot 100))) \\ A_s &= ((26,71) - \sqrt{((26,71 \times 26,71) - (4 \times (4200 / (1,7 \times 280 \times 100)) \times ((10,75 \times 100000) / (0,9 \times 4200))))}) / (2 \times (4200 / (1,7 \times 280 \times 100))) \\ A_s &= 291,61 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 11,06 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ asumido} = 11,06 \text{ cm}^2$$

c. VERIFICACIÓN DE ACERO MÁXIMO Y MÍNIMO

- ACERO MÁXIMO

C	\leq	$0,42d$	$C =$	6,28
6,28	\leq	11,22	$d =$	26,71
	Ok		$a =$	5,34
			$\beta =$	0,85

- ACERO MÍNIMO

$$\begin{aligned} M_{\text{mín}} &= \phi M_n \geq 1,2 M_{cr} \\ M_{\text{mín}} &= \phi M_n \geq 1,33 M_u \end{aligned}$$

CÁLCULO DEL PRIMER Mumin

$$M_{cr} = \frac{F_r \cdot I_x}{Y_t} = \frac{33,47 \times 225000}{15 \times 100000}$$

$$M_{cr} = 5,02 \text{ Tn.m}$$

$$I_x = \frac{b \times (e_{Losa})^3}{12}$$
$$I_x = \frac{100 \times (0,30 \times 100)^3}{12}$$
$$I_x = 225000,00 \text{ cm}^4$$

$$F_r = 2 \times \sqrt{f_c}$$
$$F_r = 2 \times \sqrt{280}$$
$$F_r = 33,47 \text{ Kg./cm}^2$$

$$Y_t = \frac{e_{Losa}}{2}$$
$$Y_t = \frac{0,30 \times 100}{2}$$
$$Y_t = 15,00 \text{ m}$$

$$M_{umín} = \phi M_n \geq 1,2 M_{cr}$$
$$M_{umín} = 1,2 \times 5,02$$
$$M_{umín} = 6,02 \text{ Tn.m}$$

CÁLCULO DEL SEGUNDO Mumin

$$M_{umín} = \phi M_n \geq 1,33 M_u$$
$$M_{umín} = 1,33 \times 10,75$$
$$M_{umín} = 14,30 \text{ Tn.m}$$

ELECCIÓN DEL Mumin

El Mumin tiene que ser el menor de los dos calculados anteriormente.

$$M_{umín} = 6,02 \text{ Tn.m}$$

VERIFICACIÓN DEL Mumin

$$M_{umín} = 6,02 \text{ Tn.m} < M_u = 10,75 \text{ Tn.m}$$

OK

d. ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{st} = 0,75 A_g / f_y \text{ (Mpa)} = 0,75 \times (30 \times 100) / 420 = 5,36 \text{ cm}^2$$

e. DISTRIBUCIÓN DE ACERO

	Diámetro		Perímetro cm.	Peso Kg./ml	Área cm ²
	pulg.	cm.,			
# 02	1/4	0,365	2	0,25	0,32
# 03	3/8	0,953	3	0,58	0,74
# 04	1/2	1,27	4	1,02	1,29
# 05	5/8	1,587	5	1,60	2,00
# 06	3/4	1,905	6	2,26	2,84
# 08	1	2,54	8	4,04	5,10
# 11	1 3/8	3,581	11,2	7,95	10,06

- ACERO PRINCIPAL

$$A_{sp} = 11,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro a usar} = \boxed{3/4} \text{ "}$$

$$\text{Área} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = (A_v \times b) / A_{sp}$$

$$= (2,84 \times 100) / 11,06$$

$$S_{\text{mín}} = 1,5 \times \emptyset$$

$$= 1,5 \times 3/4 \times 2,54$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = 25,68 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 2,86 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 1,5 \times (eLosa)$$

$$= 1,5 \times 30$$

$$S \text{ asumido} = 25,00 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 45,00 \text{ cm}$$

OK

USAR: Ø	3/4	"	@	25	cm.
----------------	------------	----------	----------	-----------	------------

- ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{st} = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro a usar} = \boxed{1/2} \text{ "}$$

$$\text{Área} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = (A_v \times b) / A_{st}$$

$$= (1,29 \times 100) / 5,36$$

$$S_{\text{mín}} = 1,5 \times \emptyset$$

$$= 1,5 \times 1/2 \times 2,54$$

$$\text{Espaciamiento (S)} = 24,08 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 1,91 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 1,5 \times (eLosa)$$

$$= 1,5 \times 30$$

$$S \text{ asumido} = 20,00 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 45,00 \text{ cm}$$

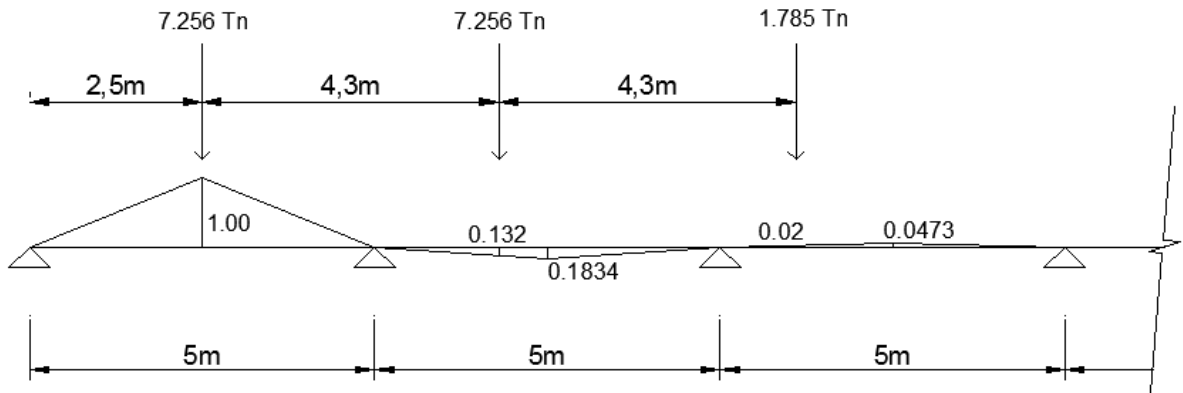
OK

USAR: Ø	1/2	"	@	20	cm.
----------------	------------	----------	----------	-----------	------------

B.1.1.2 MOMENTO POSITIVO

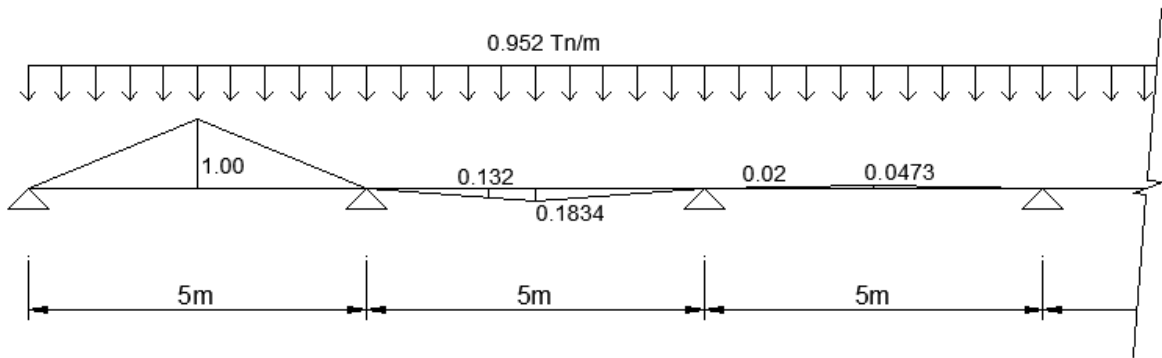
B.1.1.2.1 MOMENTO POR CARGA VIVA

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR CAMIÓN



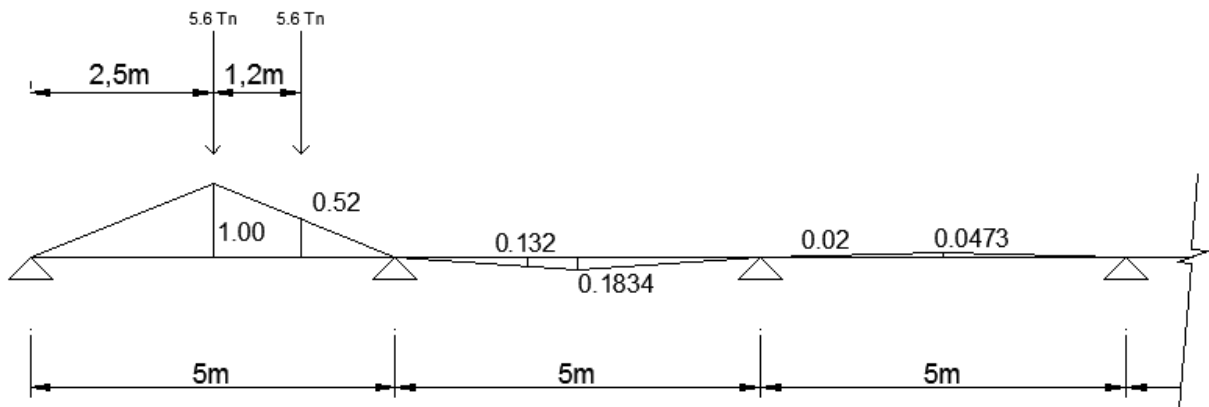
$$M_b = 7,256 \times 1,00 - 7,256 \times 0,132 + 1,785 \times 0,02 = 6,33 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR CARRIL



$$M_b = 0,952 \times 2,50 - 0,952 \times 0,459 + 0,952 \times 0,119 = 2,06 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR TANDEM

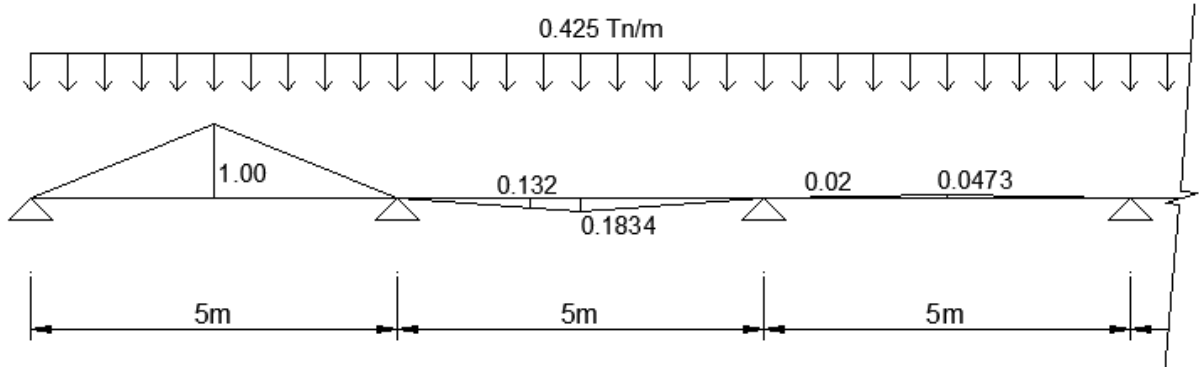


$$M_b = 5,6 \times 1,00 + 5,6 \times 0,52 = 8,51 \text{ Tn.m}$$

Se escoge el momento producido por el tándem más carril ya que este es el que genera mayor momento.

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR CARGA PEATONAL

$$W_u = (510 \times 1,5) / 1,8 = 0,425 \text{ Tn/m}$$

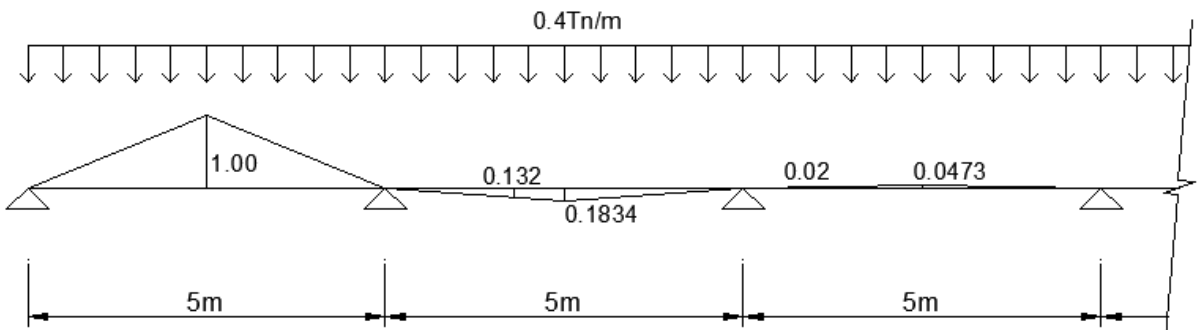


$$M_b = 0,425 \times 2,50 - 0,425 \times 0,459 + 0,425 \times 0,119 = 0,92 \text{ Tn.m}$$

B.1.1.2.2 MOMENTO POR CARGA MUERTA

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR PESO PROPIO

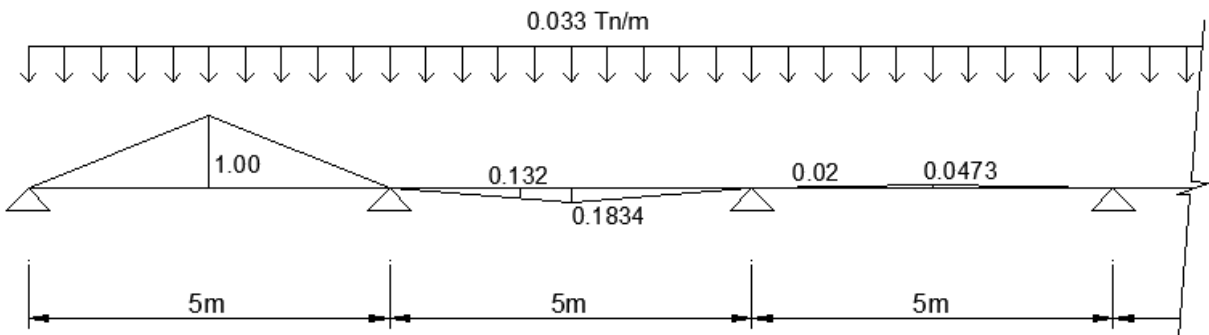
$$W_u = (0,30 \times 2,4 \times 1) / 1,8 = 0,4 \text{ Tn/m}$$



$$M_{dc} = 0,4 \times 2,50 - 0,4 \times 0,459 + 0,4 \times 0,119 = 0,86 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR ASFALTO

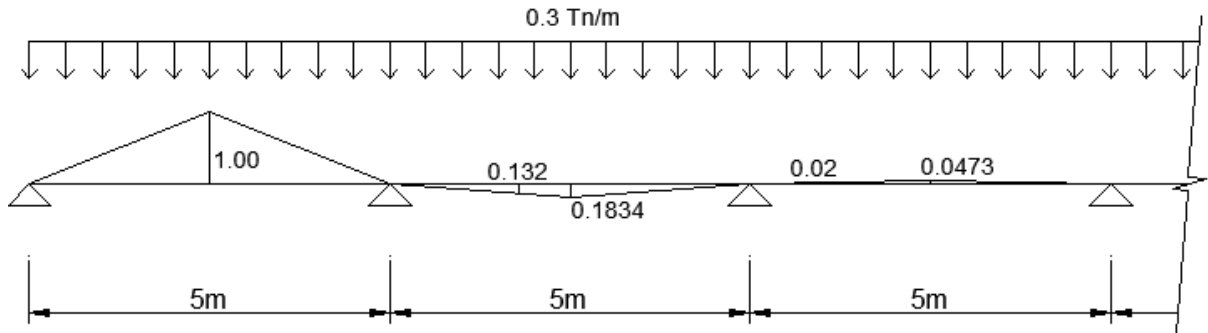
$$W_u = (0,0875 \times 2,25 \times 0,3) / 1,8 = 0,033 \text{ Tn/m}$$



$$M_{dw} = 0,033 \times 2,50 - 0,033 \times 0,459 + 0,033 \times 0,119 = 0,07 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR VEREDA

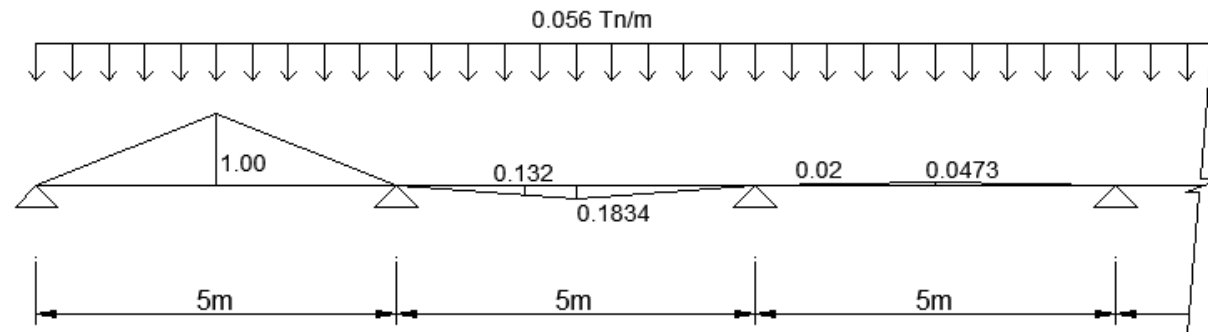
$$W_u = (0,15 \times 1,5 \times 2,4) / 1,8 = 0,3 \text{ Tn/m}$$



$$M_{dw} = 0,3 \times 2,50 - 0,3 \times 0,459 + 0,3 \times 0,119 = 0,65 \text{ Tn.m}$$

- MOMENTO MÁXIMO PRODUCIDO POR BARANDA

$$W_u = (0,10) / 1,8 = 0,056 \text{ Tn/m}$$



$$M_{dw} = 0,056 \times 2,50 - 0,056 \times 0,459 + 0,056 \times 0,119 = 0,12 \text{ Tn.m}$$

B.1.1.2.3 DETERMINACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO

L1 =	40000 mm	Longitud del puente
W1 =	7200,00 mm	Ancho total modificado
W =	10200,00 mm	Ancho físico entre los bordes
NL =	2	Numero de carriles

a. Un Carril Cargado:

$$E = 250 + 0,42(L1 \cdot W1)^{1/2} = 250 + 0,42(40000 \cdot 10200)^{1/2} =$$

$$E = 7377,64 \text{ mm}$$

b. Dos o mas Carriles Cargados

$$E = 2100 + 0,12(L1 \cdot W1)^{1/2} \leq W/NL$$

$$E = 250 + 0,42(40000 \cdot 10200)^{1/2} \leq 10200/2$$

$$E = 4136,47 \leq 5100$$

$$E = 4136,47 \text{ mm}$$

c. Se escoge el Ancho Efectivo Menor

$$E = 4136,46753 \text{ mm}$$

d. Ancho de Franja de Borde Longitudinal

Para una loma de llantas = Distancia del borde de vereda + 0,30m + 1/2 ancho de franja \leq 1,80m

Para una loma de llantas = 1,50 + 0,30 + (1/2) 4,136 \leq 1,80m

Para una loma de llantas = 1,50 + 0,30 + (1/2) 4,136 \leq 1,80m

Para una loma de llantas = 3,868 m \leq 1,80m

Como el ancho de franja hallado sobrepasa los 1,80m, se toma este último como ancho de franja.

B.1.1.2.4 RESUMEN DE LOS MOMENTOS MÁXIMOS DE LA LOSA

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, se usa un coeficiente de IM de 0,33

Mdc=	1,63 Tn-m	
Mdw=	0,07 Tn-m	
MLL=	11,49 Tn-m	
MIM=	2,81 Tn-m	IM= 33%

B.1.1.2.5 SELECCIÓN DE MODIFICADORES DE CARGA (n)

Factor de Ductibilidad (nD) =	1
Factor de Redundancia (NR) =	1
Sector de Importancia Operativa (nL) =	1

$$n = nD * nR * nL$$

$$n = 1,00$$

B.1.1.2.6 COMBINACIÓN DE CARGAS APLICABLES

- RESISTENCIA 1 Estado Limite

$$Mu = n(1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + IM))$$

$$Mu = 1,00x(1.25x1,56 + 1.50x0,43 + 1.75 ((19,09 + 5,62)/(1,8)))$$

$$\mathbf{Mu = 16,05 Tn-m}$$

- SERVICIO 1 Estado Limite

$$Mu = 1,0(DC + DW) + 1.0 (LL + IM)$$

$$Mu = 1.0(1,56 + 0,43) + 1.0((19,09 + 5,62)/(1,8))$$

$$\mathbf{Mu = 9,65 Tn-m}$$

B.1.1.1.7 DISEÑO

B.1.1.1.7.1 DISEÑO POR ESTADO LIMITE POR SERVICIO

a. VERIFICACIÓN DE PERALTE DE SERVICIO

$$\begin{aligned} \mu &= 9646,06 \text{ Kg.-m} \\ f_c &= 0.4 * f'_c = 0,4 \times 280 = 112 \text{ Kg./cm}^2 \\ f_s &= 0.4 * f_y = 0,4 \times 4200 = 1680 \text{ Kg./cm}^2 \\ E_s &= 2100000 \text{ Kg./cm}^2 \\ E_c &= 15000 \sqrt{f'_c} = 15000 \times \sqrt{280} = 250998,01 \text{ Kg./cm}^2 \\ n &= E_s / E_c = 8,37 \\ r &= f_s / f_c = 1680 / 112 = 15 \\ K &= n / (n + r) = 8,37 / (8,37 + 15) = 0,36 \\ j &= 1 - K / 3 = 1 - 0,36 / 3 = 0,88 \\ b &= 100 \text{ cm.} \end{aligned}$$

b. DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL PERALTE

$$d = \sqrt{(2\mu / (f_c * K * j * b))} = \sqrt{(2 \times 9646,06 / (112 \times 0,36 \times 0,88 \times 100))} = 2,34 \text{ cm}$$

$$2,34 \text{ cm} < 30,00 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$d \text{ asumido} = 30 - 2,54 - (1,5875/2) \quad \text{rec} = 2,5 \text{ cm} \\ \mathbf{26,71 \text{ cm}}$$

c. ÁREA DEL REFUERZO DE TRACCIÓN DE ANCHO DE LOSA

$$A_s = M / (f_s * j * d) = 9646,06 / (1680 \times 0,88 \times 26,71) = \mathbf{24,41 \text{ cm}^2}$$

B.1.1.1.7.2 DISEÑO POR ESTADO LIMITE POR RESISTENCIA I

a. MOMENTO RESISTENTE A LA ROTURA

$$\mu = 16,05 \text{ Tn.m}$$

b. ÁREA DE REFUERZO DE TRACCIÓN (ACERO PRINCIPAL)

$$\begin{aligned} \mu &= 0.9 * A_s * f_y * (d - (A_s * f_y / (1.70 * f'_c * b))) \\ (17,54 \times 100000) &= 0.9 \times A_s \times 4200 \times (26,71 - (A_s \times 4200 / (1.70 \times 280 \times 100))) \\ A_s &= ((26,71) - \sqrt{((26,71 \times 26,71) - \\ (4 \times (4200 / (1,7 \times 280 \times 100)) \times ((16,05 \times 100000) / (0,9 \times 4200))))}) / (2 \times (4200 / (1,7 \times 280 \times 100))) \\ A_s &= 285,84 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 16,83 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ asumido} = \mathbf{16,83 \text{ cm}^2}$$

c. VERIFICACIÓN DE ACERO MÁXIMO Y MÍNIMO
- ACERO MÁXIMO

$$C \leq 0.42d$$

$$6,28 \leq 11,22$$

Ok

	C= 6,28
	d= 26,71
	a= 5,34
	β = 0,85

- ACERO MÍNIMO

$$M_{umín} = \phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{umín} = \phi M_n \geq 1.33 M_u$$

CÁLCULO DEL PRIMER Mumin

$$M_{cr} = \frac{F_r \cdot I_x}{Y_t} = \frac{33,47 \times 225000}{15 \times 100000}$$

$$M_{cr} = 5,02 \text{ Tn.m}$$

$I_x = (b \times (e_{Losa})^3) / 12$ $I_x = (100 \times (0,30 \times 100)^3) / 12$ $I_x = 225000,00 \text{ cm}^4$	$F_r = 2 \times \sqrt{f_c}$ $F_r = 2 \times \sqrt{280}$ $F_r = 33,47 \text{ Kg./cm}^2$
---	--

$$Y_t = (e_{Losa}) / 2$$

$$Y_t = (0,30 \times 100) / 2$$

$$Y_t = 15,00 \text{ m}$$

$$M_{umín} = \phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{umín} = 1,2 \times 5,02$$

$$M_{umín} = 6,02 \text{ Tn.m}$$

CÁLCULO DEL SEGUNDO Mumin

$$M_{umín} = \phi M_n \geq 1.33 M_u$$

$$M_{umín} = 1,33 \times 16,05$$

$$M_{umín} = 21,34 \text{ Tn.m}$$

ELECCIÓN DEL Mumin

El Mumin tiene que ser el menor de los dos calculados anteriormente.

$$M_{umín} = 6,02 \text{ Tn.m}$$

VERIFICACIÓN DEL Mumin

Mumin= 6,02 Tn.m	<	Mu= 16,05 Tn.m
OK		

ACERO DE REPARTICIÓN

$$\%Asr = 1750 / S^{0.5} = 1750 / \sqrt{S} = 1750 / \sqrt{(5 \times 1000)} = 24,75 \%$$

24,75 % de As < 50% **OK**

$$Asr = As \times (\%Asr)$$

$$Asr = 16,83 \times (24,75/100)$$

$$Asr = 4,17 \text{ cm}^2$$

e. DISTRIBUCIÓN DE ACERO

	Diámetro		Perímetro cm.	Peso Kg./ml	Área cm ²
	pulg.	cm.,			
# 02	1/4	0,365	2	0,25	0,32
# 03	3/8	0,953	3	0,58	0,74
# 04	1/2	1,27	4	1,02	1,29
# 05	5/8	1,587	5	1,60	2,00
# 06	3/4	1,905	6	2,26	2,84
# 08	1	2,54	8	4,04	5,10
# 11	1 3/8	3,581	11,2	7,95	10,06

- ACERO PRINCIPAL

$$Asp = 16,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro a usar} = \boxed{1} \text{ ''}$$

$$\text{Área} = 5,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamento (S)} = (Av \times b) / Asp$$

$$= (1,10 \times 100) / 16,83$$

$$S_{\text{mín}} = 1,5 \times \emptyset$$

$$= 1,5 \times 1 \times 2,54$$

$$\text{Espaciamento (S)} = 30,30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 3,81 \text{ cm}$$

$$S \text{ asumido} = 30,00 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 1,5 \times (eLosa)$$

$$= 1,5 \times 30$$

$$S_{\text{máx}} = 45,00 \text{ cm}$$

OK

USAR: Ø 1 '' @ 30 cm.

- ACERO DE REPARTICIÓN

$$Asr = 4,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro a usar} = \boxed{1/2} \text{ ''}$$

$$\text{Área} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamento (S)} = (Av \times b) / Asr$$

$$= (1,29 \times 100) / 4,17$$

$$S_{\text{mín}} = 1,5 \times \emptyset$$

$$= 1,5 \times 1/2 \times 2,54$$

$$\text{Espaciamento (S)} = 30,97 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 1,91 \text{ cm}$$

S asumido = 30,00 cm

Smáx= 1,5 x (eLosa)
1,5 x 30
Smáx= 45,00 cm

OK

USAR: Ø 1/2 " @ 30 cm.

- GRAFICA

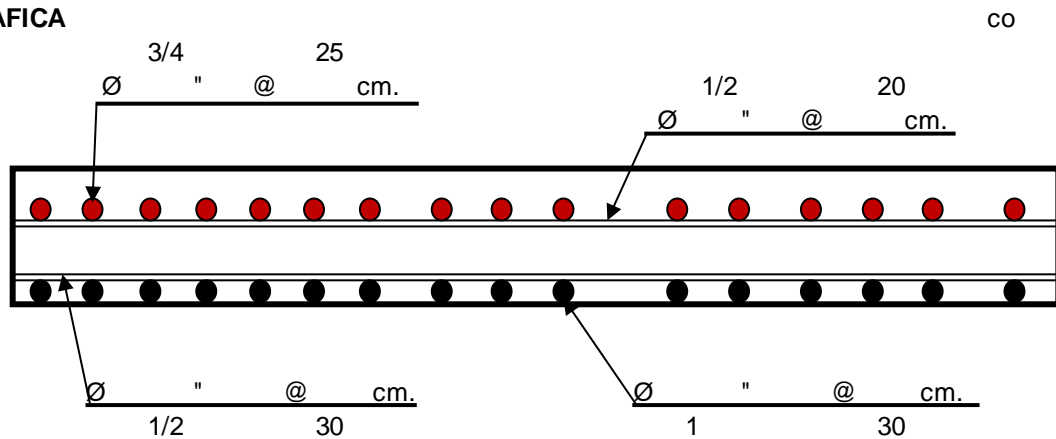


FIGURA Nº 44:

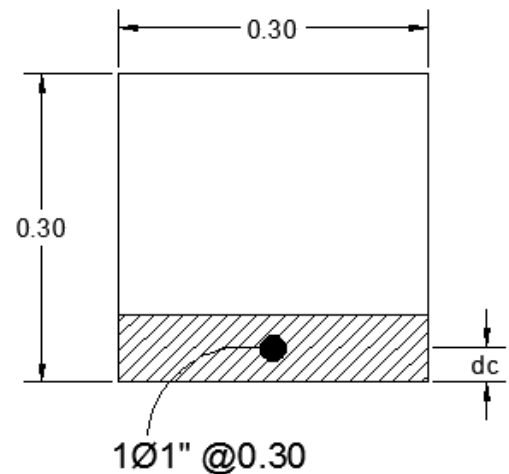
Refuerzo de acero en franja exterior

Limitación de la Fisuración mediante distribución de la armadura (Estado Límite de Servicio)

Acero Positivo

a) Esfuerzo máximo del acero (f_{sa})

dc= recubrimiento + Ø/2
dc= 2,5 + (1 x 2,54)/2
dc= 3,77cm
b= Espaciamiento del acero
b= 30,00cm
nv= Número de varillas
nv= 1
A= ((2 dc) x b)/nv
A= ((2 x 3,77) x 30)/1
A= 226,2 cm²
Z= 30591 Kg/cm



(Condición de Exposición moderada)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \times A)^{1/3}} \leq 0,6 \times F_y$$

$$f_{sa} = \frac{30591}{(3,77 \times 226,2)^{1/3}} \leq 0,6 \times 4200$$

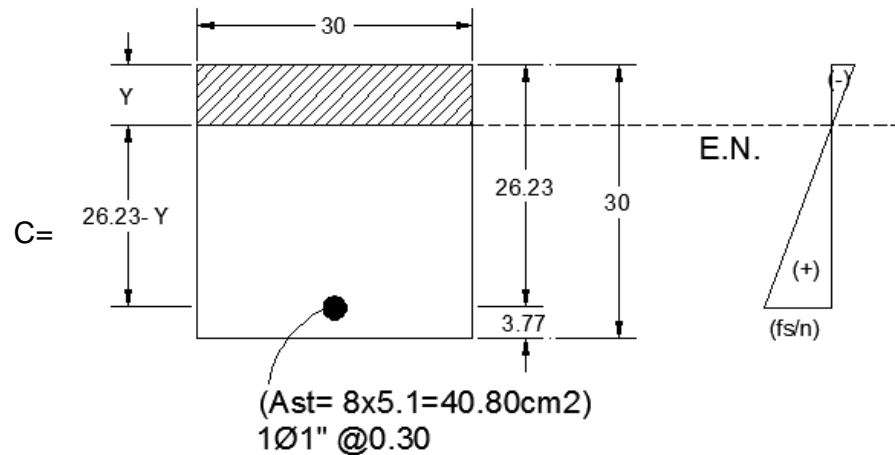
$$f_{sa} = 3225,89 \text{ Kg/cm}^2 > 0,6 \times F_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Usar}$$

b) Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I}$$

$M_s = 9,65 \text{ Tn.m}$ Momento de Servicio Positivo hallado anteriormente
 Como tenemos el ancho de la losa que es 30 cm, multiplicamos el M_s por 0,30
 $M_s = 9,65 \times 0,30$
 $M_s = 2,89 \text{ Tn.m}$
 $E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_c = 250998,01 \text{ Kg/cm}^2$
 $n = 8,00$



Area de acero transformada

$$A_{st} = \text{Relación modular} \times \text{área de acero}$$

$$A_{st} = 40,80$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar Y

$$30,00 \text{ y } (y/2) = 40,80 \quad (26,23 - Y)$$

$$Y = 7,27 \text{ cm} \quad C = 19,44 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st} \times c^2 + (b \times y^3)/3$$

$$I = 40,80 \times 19,44^2 + (30 \times 7,27^3)/3$$

$$I = 19261,28 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I} = \frac{2,89 \times 10^5 \times 19,44 \times 8}{19261,28}$$

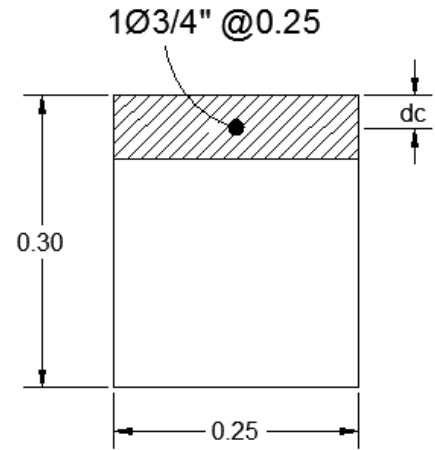
$$f_s = 2336,54 \text{ Kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

OK

Acero Negativo

a) Esfuerzo máximo del acero (f_{sa})

$$\begin{aligned}
 dc &= \text{recubrimiento} + \varnothing/2 \\
 dc &= 5 + (3/4 \times 2,54)/2 \\
 dc &= 3,45\text{cm} \\
 b &= \text{Espaciamiento del acero} \\
 b &= 25,00\text{cm} \\
 nv &= \text{Número de varillas} \\
 nv &= 1 \\
 A &= ((2 \text{ dc}) \times b)/nv \\
 A &= ((2 \times 3,45) \times 25)/1 \\
 A &= 172,625 \text{ cm}^2 \\
 Z &= 30591 \text{ Kg/cm}
 \end{aligned}$$



(Condición de Exposición moderada)

$$\begin{aligned}
 f_{sa} &= Z/(dc \times A)^{1/3} \leq 0,6 \times F_y \\
 f_{sa} &= 30591/(3,45 \times 172,625)^{1/3} \leq 0,6 \times 4200 \\
 f_{sa} &= 3635,08 \text{ Kg/cm}^2 > 0,6 \times F_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_{sa} &= 2520 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Usar}
 \end{aligned}$$

b) Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I}$$

M_s = 6,51 Tn.m Momento de Servicio Positivo hallado anteriormente
 Como tenemos el ancho de la losa que es 25cm, multiplicamos el M_s por 0,25

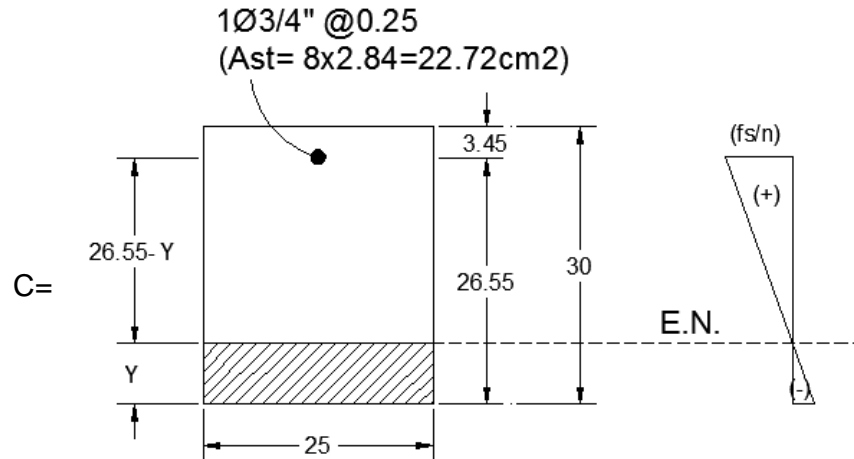
$$M_s = 6,51 \times 0,25$$

$$M_s = 1,63 \text{ Tn.m}$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 250998,01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8,00$$



Area de acero transformada

$A_{st} =$ Relación modular x área de acero

$A_{st} = 22,72$

Momentos respecto al eje neutro para determinar Y

$25,00 \text{ y } (y/2) = 22,72 \quad (26,55 - Y)$
 $Y = 6,15 \text{ cm} \quad C = 20,56 \text{ cm}$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$I = A_{st} \times c^2 + (b \times y^3)/3$

$I = 22,72 \times 20,56^2 + (25 \times 6,15^3)/3$

$I = 11542,46 \text{ cm}^4$

$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I} = \frac{1,63 \times 10^5 \times 20,56 \times 8}{11542,46}$

$f_s = 2317,92 \text{ Kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$
OK

5.3.2 DISEÑO CONECTORES DE CORTE (VIGA - LOSA)

La construcción compuesta consiste en vigas de acero soportando una losa de hormigón e interconectadas de tal manera que la viga y la losa actúan juntas para resistir los esfuerzos de flexión. Cuando la losa se extiende a ambos lados de la viga, el ancho efectivo del ala superior de hormigón no debe ser tomado como más de 1/4 de la luz de la viga y a partir del borde de la viga no debe ser tomado como más de la 1/2 de la luz libre a la viga adyacente, ni más de 8 veces el espesor de la losa. Cuando la losa está de un sólo lado de la viga, el ancho efectivo debe ser tomado como no más de 1/12 de la luz de la viga, ni más de 6 veces su espesor, ni más de la mitad de la luz libre a la viga adyacente.

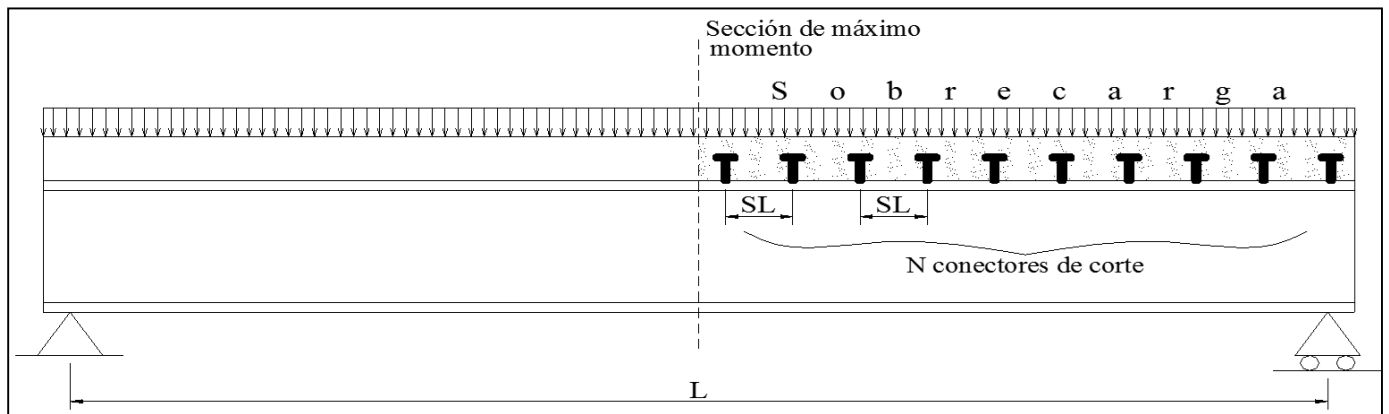
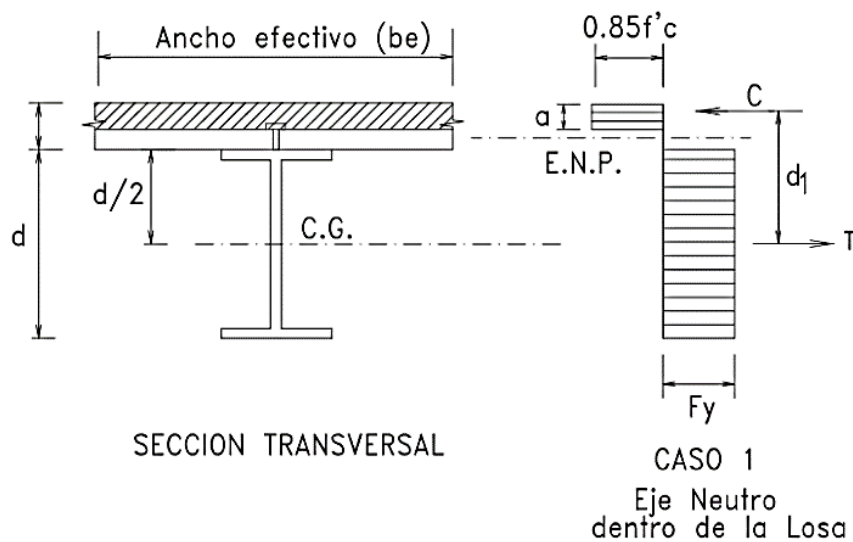


FIGURA Nº 45: Conectores de viga a losa



MOMENTO RESISTENTE LA SECCION COMPUESTA

f'c=	280	kg/cm ²	Resistencia del concreto de losa
fy=	2530	kg/cm ²	Fluencia del Acero de la viga
d=	70,61	cm	Altura de la viga
tf=	3,02	cm	Espesor del ala de viga
bf=	35,81	cm	Ancho del ala de viga
be=	500,00	cm	Ancho efectivo de losa
ts=	30,00	cm	Espesor de losa
As=	338,71	cm ²	Area de la viga de acero
tw=	1,84	cm	Espesor del alma de la viga

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b \times e} \quad (3.8.1.7.2-3) \quad \text{ts (cm)} \quad \text{ts} = 30$$

$$a = \frac{338,71 \times 2530}{0,85 \times 280 \times 500}$$

$$a = 7,20 < 30 \quad \text{Dentro de Losa}$$

Como $a < ts$, el eje neutro se encuentra dentro de la losa (Caso I)

$$C = 0,85 \times f'_c \times a \times b \quad (3.8.1.7.2-1)$$

$$C = 0,85 \times 280 \times 7,20 \times 500 / 1000$$

$$C = 856,93 \quad \text{ton}$$

$$T = A_s \times f_y \quad (3.8.1.7.2-2)$$

$$T = (338,71 \times 2530) / 1000$$

$$T = 856,93 \quad \text{ton}$$

$$d_1 = d/2 + ts - a/2 = 0,5 \times 70,61 + 30 - 0,5 \times 7,2$$

$$d_1 = 61,71 \quad \text{cm}$$

$$M_n = C \times d_1 \quad (3.8.1.7.2-5)$$

$$M_n = (856,93 \times 61,71) / 100$$

$$M_n = 528,77 \quad \text{ton-m}$$

Cuando $hc/tw \leq 640/\sqrt{F_y}$: (donde F_y está en ksi)

$$hc = 30,00 \text{ cm}$$

$$f_y = 36 \text{ KSI}$$

$$tw = 1,84 \text{ cm}$$

$$hc/tw = 16,29 <$$

$$640/\sqrt{F_y} = 106,6667$$

Como $hc/tw \leq 640/\sqrt{F_y}$; entonces:

$$\Phi = 0,85$$

$$M_u = \Phi M_n = 0,85 \times 528,77$$

$$M_u = \Phi M_n = 449,46 \quad \text{ton-m}$$

CONECTORES DE CORTE

$$V_{h1} = C_{\text{máx}} = 0,85 \times (f'_c \times b \times ts) / 3$$

$$V_{h1} = C_{\text{máx}} = 1190,00 \text{ Tn} \quad (3.8.1.7.3-1)$$

Se divide el $C_{\text{máx}}$ entre 3 porque habrá 3 filas de conectores

La resist. Máx. que se puede transferir no debe exceder la resist. del concreto

$$V_{h2} = T_{\text{máx}} = A_s \times f_y \quad (3.8.1.7.3-2)$$

$$V_{h2} = T_{\text{máx}} = 428,47 \text{ Tn}$$

Cuando la máxima tracción que el acero puede desarrollar es menor que la resist.

***Si no conocemos la resistencia del conector:**

$$E_c = 250998,01 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$H_s = 2,5 \times t_f$$

$$H_s = 10,16 \text{ cm} \quad \text{Longitud del conector (con cabeza incluido)}$$

$$d_s = 1,91 \text{ cm} \quad \text{Diámetro del conector}$$

$$H_s/d_s \geq 4 \quad (3.8.1.7.1-17)$$

$$H_s/d_s = 5,33 \quad \text{OK}$$

$$F_{ub} = 4200,00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resist. a la rotura mínima del conector}$$

$$A_{sc} = 2,85 \text{ cm}^2 \quad \text{Area del conector}$$

Cuando $Q_{n2} \leq Q_{n1}$

$$Q_{n1} = A_{sc} \times F_{ub} \quad (3.8.1.7.1-16)$$

$$\rightarrow Q_{n1} = 11,97 \text{ ton/stud}$$

$$Q_{n2} = 0,5 \times A_s \times (f'_c \times E_c)^{0,5} \quad (3.8.1.7.1-16)$$

$$\rightarrow Q_{n2} = 11,95 \text{ ton/stud}$$

$$N_{\text{mín}} = V/Q \begin{cases} 11,90/11,95 = 100 & (3.8.1.7.3-3) \\ 428,47/11,95 = 36 & (3.8.1.7.3-4) \end{cases} \quad \text{Cantidad de conectores}$$

$$S_L = 6 \times d_s$$

$$S_L = 12,00 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento mínimo (longitudinal)}$$

$$S_T = 4 \times d_s$$

$$S_T = 8,00 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento mínimo (transversal)}$$

$$S_{\text{máx}} = 8 \times t_s$$

$$S_{\text{máx}} = 240,00 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento máximo (longitudinal)}$$

5.3.3 DISEÑO DE LA ARMADURA

5.3.3.1 VISTAS DE LA ARMADURA

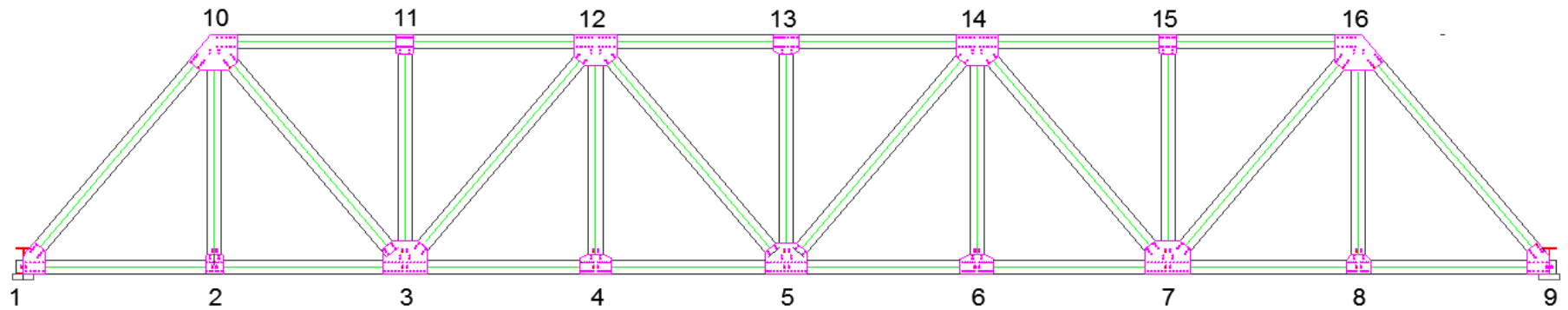


FIGURA Nº 46: VISTA LATERAL DERECHO DE LA ARMADURA

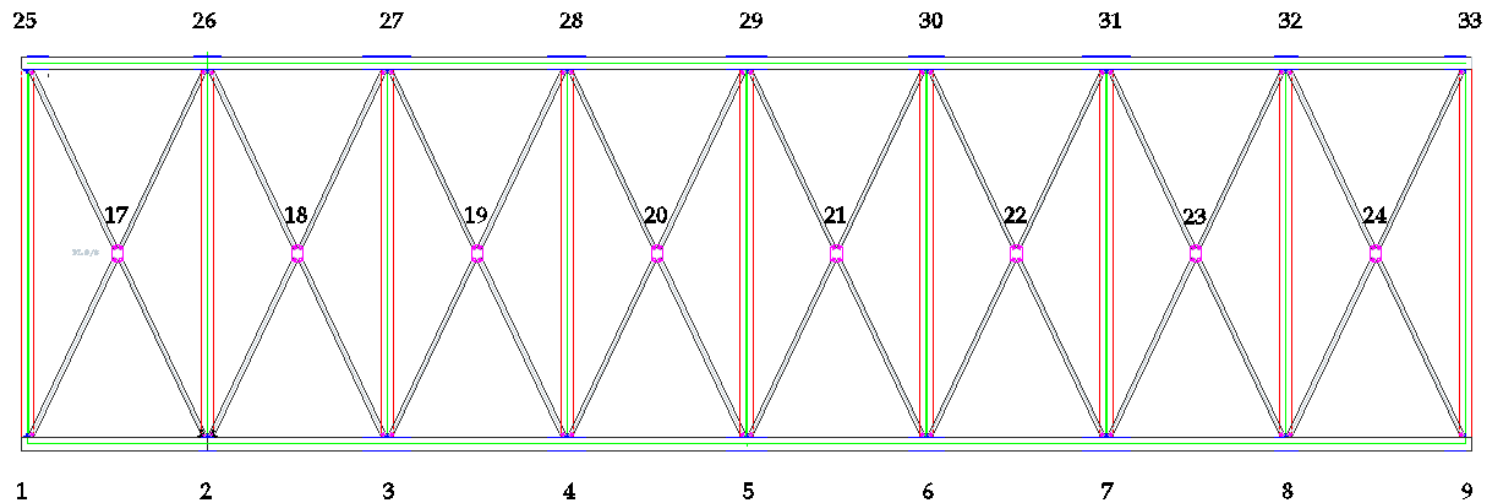


FIGURA Nº 47: VISTA EN PLANTA DE LA BASE

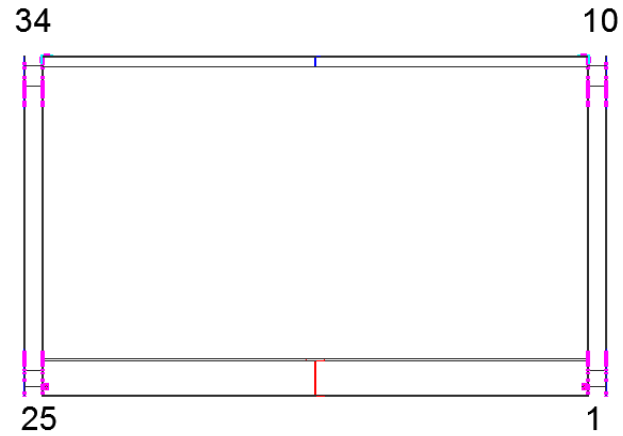


FIGURA N° 48: VISTA EN PERFIL

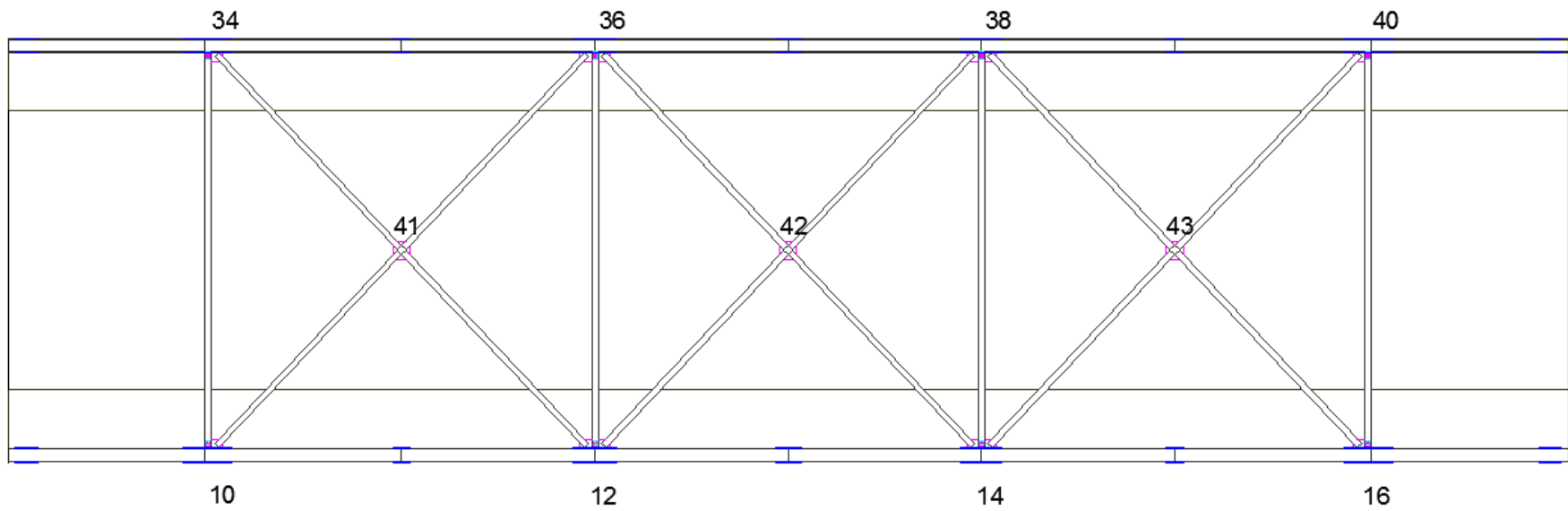


FIGURA N° 49: VISTA EN PLANTA DE LA ARMADURA SUPERIOR

5.3.3.2 ANALISIS ESTRUCTURA DE LA ARMADURA

5.3.3.2.1 CARGAS PARA LA ARMADURA DEL PUENTE

5.3.3.2.1.1 CARGAS PERMANENTES (D)

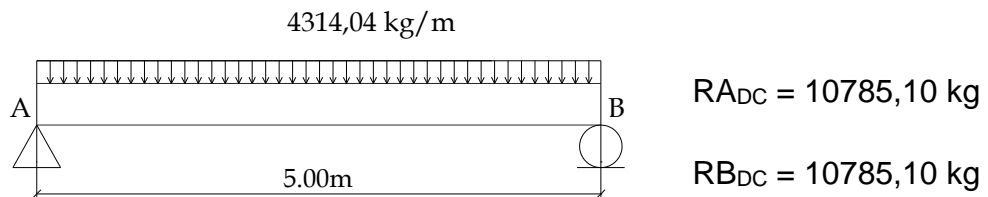
$$\text{Peso de la losa: } 5,10 \times 2400 \times 0,30 = 3672 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de veredas: } 1,5 \times 2400 \times 0,15 = 540 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de baranda: } \underline{102,04 \text{ kg/m}}$$

$$W(\text{DC}) = 4314,04 \text{ kg/m}$$

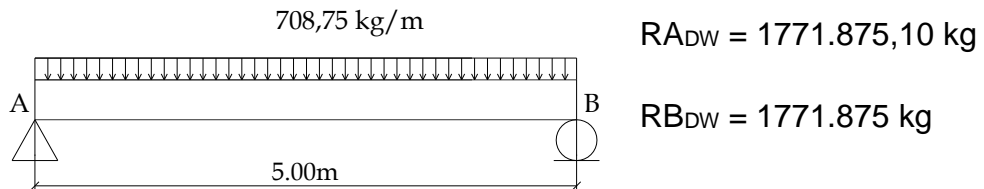
-Reacción producida por W(DC):



$$\text{Peso del asfalto: } 3,6 \times 2250 \times 0,0875 = 708,75 \text{ kg/m}$$

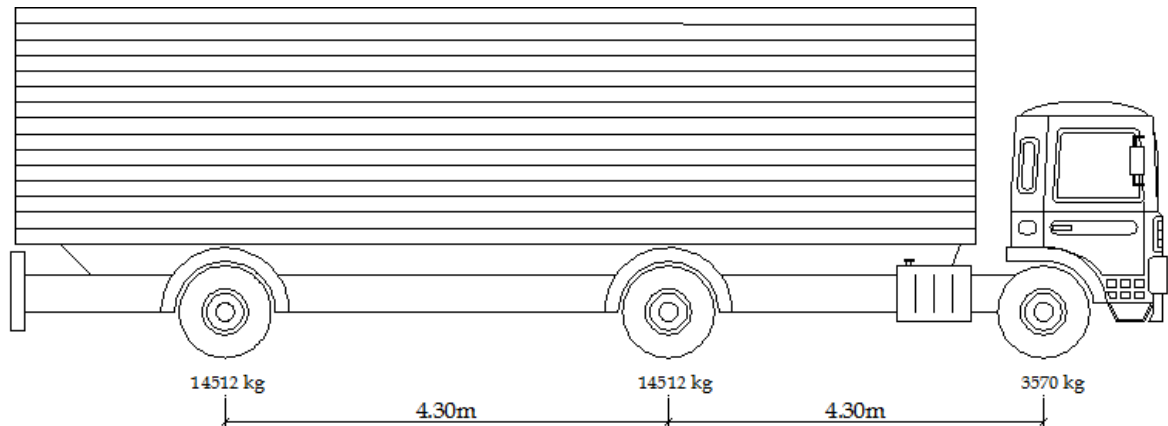
$$W(\text{DW}) = 708,75 \text{ kg/m}$$

-Reacción producida por W(DW):

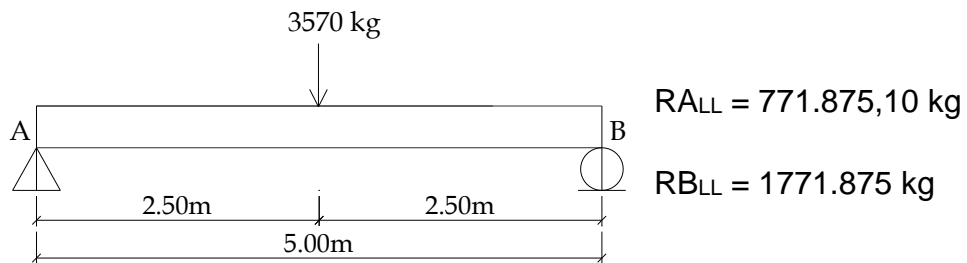


5.3.3.2.1.2 CARGA VIVA VEHICULAR HL-93

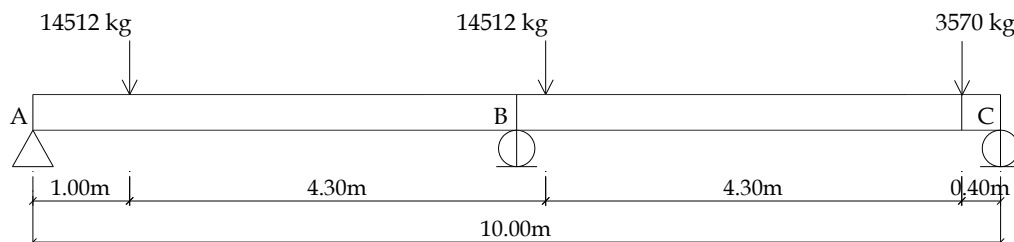
Se cargo el vehículo en las siguientes posiciones de carga para obtener la mayor reacción que se ubicara en el nodo de la armadura y en 3 diferentes casos.



Caso I: vehículo entrando al puente:



Caso II: vehículo dentro del puente

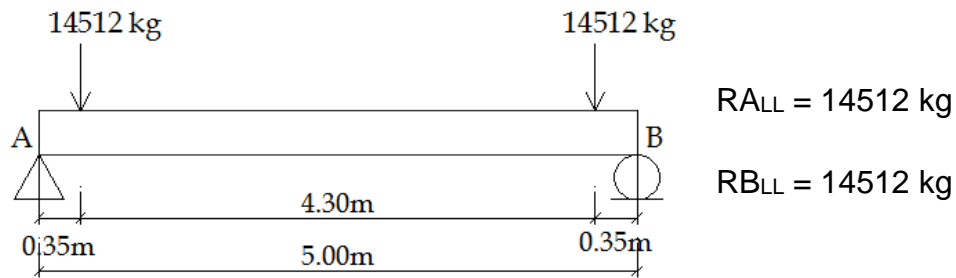


$$R_{ALL} = 10445,12 \text{ kg}$$

$$R_{BLL} = 19158,24 \text{ kg}$$

$$R_{C_{LL}} = 2990,64 \text{ kg}$$

Caso III: vehículo saliendo del puente

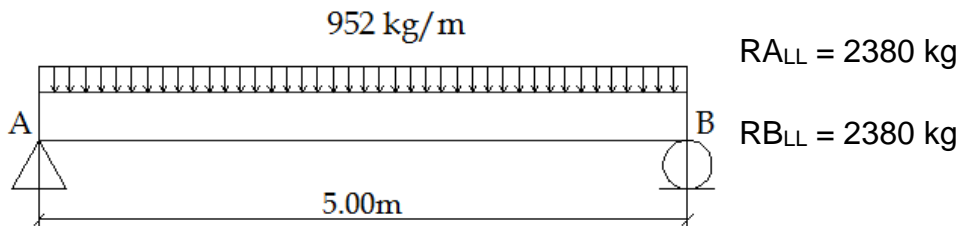


5.3.3.2.1.3 CARGA PRODUCIDA POR EL IMPACTO (IM)

Es el 33% de las reacciones tomadas por las cargas vehiculares.

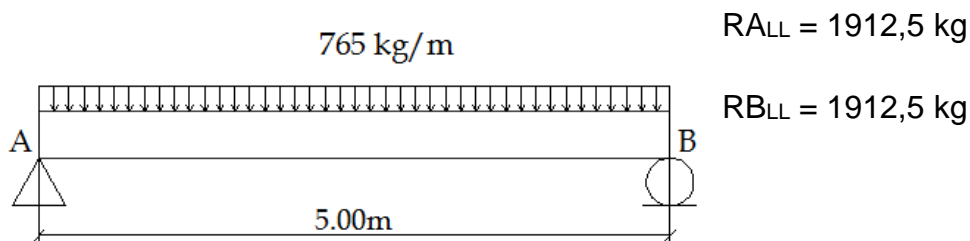
5.3.3.2.1.4 CARGA PRODUCIDA POR CARRIL

$$W_{LL} = 0,952 \text{ kg/m}$$



5.3.3.2.1.5 CARGA PRODUCIDA POR PEATON

$$W_L = 510 \times 1,5 = 765 \text{ kg/m}$$



Estas reacciones fueron ingresadas al Nudo de las armadura con ellas obtuvimos las fuerzas de siesño para la selección de la armadura.

5.3.3.2.2 FUERZAS OBETENIDAS MEDIANTE SAP2000 V16

El análisis de la super-estructura se realizó en el programa SAP2000 V16. El puente consta de dos luces de 40m cada una, siendo totalmente simétricas entre sí; por lo cual, solo se realizó el análisis de una sola luz del puente ya que estos resultados serán los mismos tanto para la primera luz como para la segunda luz.

Los resultados del análisis se muestran en la siguiente tabla siendo enumerados los elementos como se representaron en las vistas cada elemento con su respectivo número para su identificación:

5.3.3.2.2.1 VIGA INFERIOR DE LA CARA DE LA ARMADURA

<u>ELEMENTO</u>	<u>ESTADO</u>	<u>L(m)</u>	<u>Pu (Klb)</u>
E 1-2	T	5	292,772
E 2-3	T	5	287,283
E 3-4	T	5	580,160
E 4-5	T	5	574,932
E 5-6	T	5	582,595
E 6-7	T	5	584,025
E 7-8	T	5	283,190
E 8-9	T	5	288,250

5.3.3.2.2.2 VIGA SUPERIOR DE LA CARA DE LA ARMADURA

<u>ELEMENTO</u>	<u>ESTADO</u>	<u>L(m)</u>	<u>Pu (Klb)</u>
E 10-11	C	5	459,571
E 11-12	C	5	454,634
E 12-13	C	5	612,387
E 13-14	C	5	612,461
E 14-15	C	5	464,804
E 15-16	C	5	469,363

5.3.3.2.2.3 DIAGONALES DE LA CARA DE LA ARMADURA

ELEMENTO	ESTADO	L(m)	Pu (Klb)
E 1-10	C	7,81	471,675
E 10-3	T	7,81	290,954
E 3-12	C	7,81	248,197
E 12-5	T	7,81	149,832
E 5-14	T	7,81	141,09
E 14-7	C	7,81	239,329
E 7-16	T	7,81	285,69
E 16-9	C	7,81	463,736

5.3.3.2.2.4 VERTICALES DE LA CARA DE LA ARMADURA

ELEMENTO	ESTADO	L(m)	Pu (Klb)
E 2-10	T	6	185,128
E 3-11	T	6	3,299
E 4-12	T	6	182,996
E 5-13	T	6	4,376
E 6-14	T	6	182,944
E 7-15	T	6	3,403
E 8-16	T	6	184,944

5.3.3.2.2.5 ARRIOSTRE DE LA BASE DE LA ARMADURA

ELEMENTO	ESTADO	L(m)	Pu (Klb)
E 1-17	T	5,68	11,061
E 17-26	T	5,68	11,058
E 2-17	T	5,68	11,058
E 17-25	T	5,68	11,061
E 2-18	T	5,68	9,774
E 18-27	T	5,68	9,774
E 3-18	T	5,68	9,774
E 18-26	T	5,68	9,774
E 3-19	T	5,68	21,333
E 19-28	T	5,68	21,333
E 4-19	T	5,68	21,333
E 19-27	T	5,68	21,333
E 4-20	T	5,68	20,947

E 20-29	T	5,68	20,947
E 5-20	T	5,68	20,947
E 20-28	T	5,68	20,947
E 5-21	T	5,68	21,193
E 21-30	T	5,68	21,193
E 6-21	T	5,68	21,193
E 21-29	T	5,68	21,193
E 6-22	T	5,68	21,629
E 22-31	T	5,68	21,629
E 7-22	T	5,68	21,629
E 22-30	T	5,68	21,629
E 7-23	T	5,68	9,725
E 23-32	T	5,68	9,725
E 8-23	T	5,68	9,725
E 23-31	T	5,68	9,725
E 8-24	T	5,68	10,497
E 24-33	T	5,68	10,497
E 9-24	T	5,68	10,497
E 24-32	T	5,68	10,497

5.3.3.2.2.6 ARRIOSTRE SUPERIOR DE LA ARMADURA

ELEMENTO	ESTADO	L(m)	Pu (Klb)
E 10-34	T	10,2	27,518
E 12-36	T	10,2	59,295
E 14-38	T	10,2	59,04
E 16-40	T	10,2	28,325
E 10-41	C	7,14	38,563
E 41-36	C	7,14	38,563
E 12-41	C	7,14	38,563
E 41-34	C	7,14	38,563
E 12-42	C	7,14	50,25
E 42-38	C	7,14	50,25
E 14-42	C	7,14	50,25
E 42-36	C	7,14	50,25
E 14-43	C	7,14	39,683
E 43-40	C	7,14	39,683
E 16-43	C	7,14	39,683
E 43-38	C	7,14	39,683

5.3.3.2.7 RESUMEN DE FUERZAS MÁXIMAS POR ELEMENTO DE LA ARMADURA

DESCRIPCIÓN	Compresión (Klb)	Tracción (Klb)
Viga superior de la cara de la armadura del puente	612,461	
Viga inferior de la cara de la armadura del puente		584,025
Diagonales de la cara de la armadura del puente	471,675	290,954
Verticales de la cara de la armadura del puente		185,13
Arriostre de la base de la armadura del puente		21,63
Arriostre superior de la armadura del puente	50,25	59,295

5.3.3.2.3 DISEÑO DE LA ARMADURA POR ELEMENTO

5.3.3.2.3.1 VIGA INFERIOR DE LA CARA DE LA ARMADURA (E 6-7)

Estado= Tracción

La especificación LRFD estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tensión $\phi_t P_n$, será la más pequeña de los valores obtenidos con las dos expresiones siguientes:

- Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con idea de prevenir alargamiento excesivo del miembro)

$$P_n = F_y A_g \quad (3.8.2.1.3.5-1)$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad \text{con } \phi_t = 0,90 \quad (3.8.2.1.3.5-2)$$

Por fractura en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches

$$P_n = F_u A_e \quad (3.8.2.1.3.5-3)$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e \quad \text{con } \phi_t = 0,75 \quad (3.8.2.1.3.5-4)$$

Datos de la armadura a analizar:

P_u= 584,025 Klb

L= 5 m

F_y= 36 KSI

ϕ_t = 0,9

F_u= 58 KSI

ϕ_t = 0,75

Datos sobre pernos

U=	0,9 Según tablas
D=	7/8 plg
N°=	12 Unid
Lespacios=	2,5 plg

Calculo de la Ag min requerida

$$1. \text{ Min Ag} = \frac{Pu}{\phi t x Fy} = \frac{584,025}{0,90 \times 36} = 18,03 \text{ plg}^2 \quad (3.8.2.1.8-1)$$

$$2. \text{ Min Ag} = \frac{Pu}{\phi t x Fu} + \text{área estimada de agujeros} \quad (3.8.2.1.8-4)$$

Suponemos U = 90 y la Seccion W14x90

SECCIÓN: w14x90

Ag=	26,5 plg ²
rx=	6,14 plg
ry=	3,7 plg
d=	14 plg
bf=	14,5 plg
tf=	0,71 plg

$$\text{Min Ag} = \frac{584,025}{0,75 \times 58 \times 0,90} + 12(1)(0,71) = 23,44 \text{ plg}^2$$

3. Radio de giro mínimo

$$r \text{ mínimo preferible} = L / 300 = 0,66 \text{ plg} \quad (3.8.2.1.8-5)$$

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN SELECCIONADA

$$1. Pu = \phi t Fy Ag = 0,90(36)(26,5) = 858,6 \text{ Klb} > 584,025 \text{ Klb}$$

Cumple: SI

$$2. \bar{\alpha} \text{ para la mitad de W14x90 o lo que es Wt7x45 } \bar{\alpha} = 1,09 \text{ plg}$$

$$L = 2,5(5) = 12,50 \text{ plg}$$

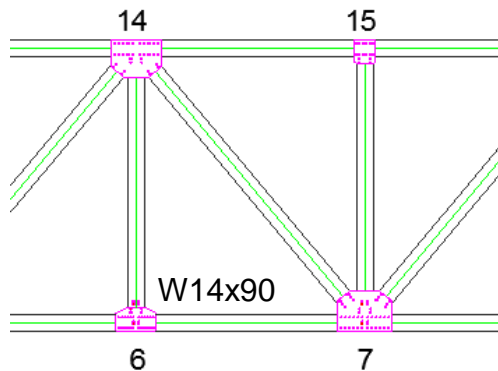
$$U = 1 + \frac{\bar{\alpha}}{L} = 1 + \frac{1,09}{12,50} = 0,91 \quad (3.8.2.1.5-1)$$

$$\begin{aligned}
 A_n &= 26,5 - (12)(1)(0,71) = 17,98 \text{ plg}^2 \\
 P_u &= \phi F_u A_e = 0,75(58)(0,91 \times 17,98) = 713,93 \text{ Klb} > 584,025 \text{ Klb} \\
 &\qquad\qquad\qquad \text{Cumple: SI}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L/r &= 53,20 \text{ plg} < 300 \\
 &\qquad\qquad\qquad \text{Cumple: SI}
 \end{aligned}$$

Usaremos W14x90

FIGURA N° 50:
Elemento inferior de armadura a tracción E 6-7



5.3.3.2.3.2 VIGA SUPERIOR DE LA CARA DE LA ARMADURA (E 13-14)

Estado= Compresión

Datos de la armadura a analizar

$$\begin{aligned}
 P_u &= 612,461 \text{ Klb} \\
 L &= 5,00 \text{ m} \\
 F_y &= 36 \text{ KSI} \\
 \phi_c &= 0,85 \\
 F_{cr} &= 24,00 \text{ KSI}
 \end{aligned}$$

DATOS PARA ESCOGER SECCIÓN

Estimaremos con este procedimiento el radio de giro y el A_g de la sección

$$\begin{aligned}
 r_y &= L/200 = 0,98 \text{ plg} \\
 A_g &= \frac{P_u}{\phi_c \times F_{cr}} = 30,02 \text{ plg}^2 \qquad\qquad\qquad (3.8.2.2.3-2)
 \end{aligned}$$

Suponemos la Sección W14x90

Sección= w14x90
Ag= 26,5 plg²
rx= 6,14 plg
ry= 3,7 plg

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN SELECCIONADA

((KL)/r)x= 32,06
((KL)/r)y= 53,20

((KL)/r) Mayc < $4,71x \sqrt{\frac{29000}{F_y}}$ **(3.8.2.2.3-4)**
 53,2028091 < 133,6807

Entonces
Fe = $\pi^2 x \frac{29000}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$ = 101,12

Esfuerzo de diseño Fcr=

Si $\frac{Kl}{r} > 4,71x \sqrt{\frac{29000}{F_y}}$ **Fcr = 0,877xFe**

Si $\frac{Kl}{r} < 4,71x \sqrt{\frac{29000}{F_y}}$ **Fcr = 0,658^{Fy/Fe} x Fy**

Fcr = 0,658^(36/101,12) x 36
Fcr = 31,02 KSI

φcPn= φcxFcrxAg = 0,90x31,02x26,5 = 698,64 Klb

698,6379 > 612,461

CUMPLE: SI

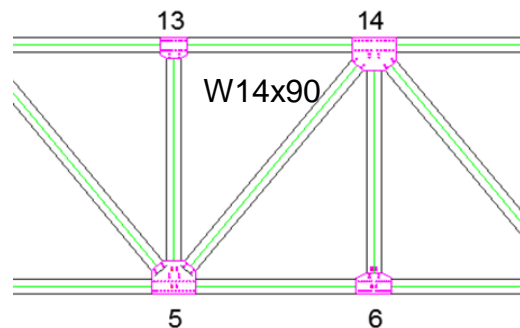


FIGURA N° 51:
Elemento de armadura superior a compresión E 13-14

5.3.3.2.3.3 DIAGONALES DE LA CARA DE LA ARMADURA

5.3.3.2.3.3.1 DIAGONALES EN COMPRESIÓN (E 1-10)

Estado= Compresión

$P_u = 471,675$ Klb
 $L = 7,81$ m
 $F_y = 36$ KSI
 $\phi_c = 0,9$
 $F_{cr} = 24,00$ KSI

DATOS PARA ESCOGER SECCIÓN

$r_y = 1,54$ plg
 $A_g = 21,84$

Sección= w14x90

$A_g = 26,5$ plg²
 $r_x = 6,14$ plg
 $r_y = 3,7$ plg

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN SELECCIONADA

$((KL)/r)_x = 50,08$
 $((KL)/r)_y = 83,10$

$83,10279 < 133,6807$

$F_e = 41,44$
 $F_{cr} = 25,03$ KSI
 $\phi_c P_n = 596,89$ Klb

$596,8924 > 471,675$

CUMPLE: SI

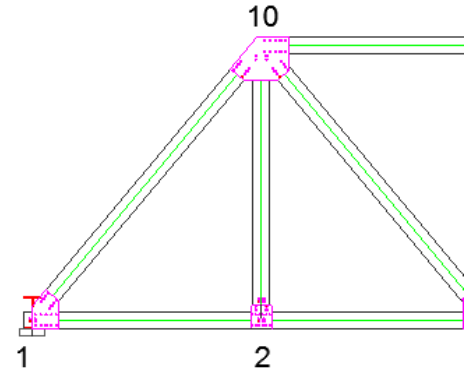
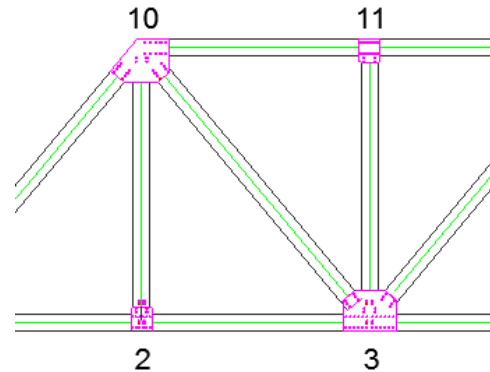


FIGURA N° 52:

Elemento diagonal de la armadura a compresión E 1-10

5.3.3.2.3.3.2 DIAGONALES EN TRACCIÓN (E 10-3)

Estado=	Tracción
P_u =	290,954 Klb
L =	7,81 m
F_y =	36 KSI
ϕ_t =	0,9
F_u =	58 KSI
ϕ_t =	0,75



DATOS SOBRE PERNOS

U =	0,9	Según tablas
D =	7/8	plg
N° =	4	Unid
Lespacios=	3	plg

FIGURA N° 53:

Elemento diagonal de la armadura a tracción

E 10-3

DATOS PARA ESCOGER SECCIÓN

Min	
$A_g(F_y)$ =	8,98 plg
Min	
$A_g(F_u)$ =	7,43 plg
Min r_y =	1,02 plg

SECCIÓN: w14x90

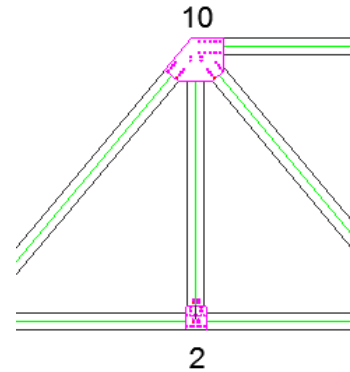
A_g =	26,5 plg ²
r_x =	6,14 plg
r_y =	3,7 plg
d =	14 plg
bf =	14,5 plg
tf =	0,71 plg

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN SELECCIONADA

$P_u(F_y)$ =	858,6 Klb	Cumple: SI
$\bar{\alpha}$ =	1,09 plg	wt7x45
L =	6,00 plg	
U	0,82	Calculado
A_n =	22,24 plg	
$P_u(F_u)$ =	791,69 Klb	Cumple: SI
L/r =	83,10 plg	Cumple: SI

5.3.3.2.3.4 VERTICALES DE LA CARA DE LA ARMADURA (E 2-10)

Estado=	Tracción
P_u =	185,13 Klb
L =	6 m
F_y =	36 KSI
ϕ_t =	0,9
F_u =	58 KSI
ϕ_t =	0,75



DATOS SOBRE PERNOS

U =	0,9 Según tablas
D =	7/8 plg
N° =	4 Unid
Lespacios=	3 plg

FIGURA N° 54:

Elemento vertical de la armadura a tracción

DATOS PARA ESCOGER SECCIÓN

Min	
$A_g(F_y)$ =	5,71 plg
Min	
$A_g(F_u)$ =	4,73 plg
Min r_y =	0,79 plg

E 2-10

SECCIÓN: w14x90

A_g =	26,5 plg ²
r_x =	6,14 plg
r_y =	3,7 plg
d =	14 plg
bf =	14,5 plg
tf =	0,71 plg

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN SELECCIONADA

$P_u(F_y)$ =	858,6 Klb	Cumple: SI
$\bar{\alpha}$ =	1,09 plg	wt7x79.5
L =	9,00 plg	
U	0,88 Calculado	
A_n =	23,66 plg	
$P_u(F_u)$ =	904,56 Klb	Cumple: SI
L/r =	63,84 plg	Cumple: SI

5.3.3.2.3.5 ARRIOSTRE DE LA BASE DE LA ARMADURA

(E 6-22), (E 22-31), (E 7-22), (E 22-30)

Estado=	Tracción
Pu=	21,63 Klb
L=	5,68 m
Fy=	36 KSI
ϕ_t=	0,9
Fu=	58 KSI
ϕ_t=	0,75

DATOS SOBRE PERNOS

U=	0,9 Según tablas
D=	7/8 plg
N°=	4 Unid
Lespacios=	3 plg

DATOS PARA ESCOGER SECCIÓN

Min	
Ag(Fy)=	0,67 plg
Min	
Ag(Fu)=	0,55 plg
Min ry=	0,75 plg

SECCIÓN: W5x19

Ag=	5,56 plg ²
rx=	2,17 plg
ry=	1,28 plg
d=	5,15 plg
bf=	5,03 plg
tf=	0,43 plg

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN SELECCIONADA

Pu(Fy)=	180,144 Klb	Cumple: SI
$\bar{\alpha}$ =	0,487 plg	wt2.5x9.5
L =	3,00 plg	
U	0,44 Calculado	
An=	3,84 plg	

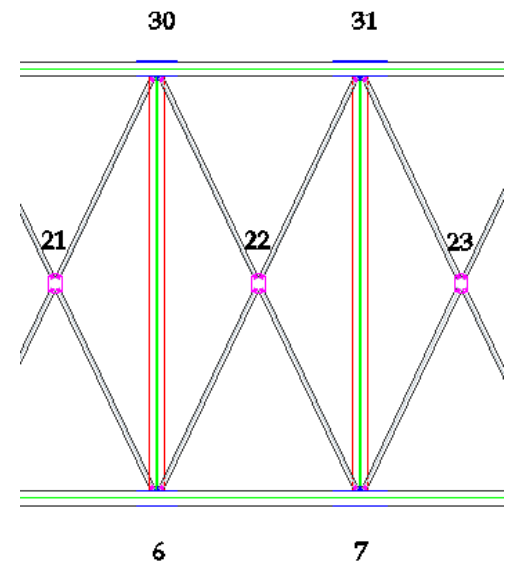


FIGURA N° 55:

Elemento de arriostre de la armadura a tracción

(E 6-22), (E 22-31), (E 7-22),
(E 22-30)

$P_u(F_u) = 73,50$ Klb **Cumple: SI**
 $L/r = 174,70$ plg **Cumple: SI**

5.3.3.2.3.6 ARRIOSTRE SUPERIOR DE LA ARMADURA

5.3.3.2.3.6.1 ARRIOSTRE SUPERIOR EN COMPRESION

(E 12-42), (E 42-38), (E 14-42), (E 42-36)

Estado= Compresión

$P_u = 50,25$ Klb
 $L = 7,14$ m
 $F_y = 36$ KSI
 $\phi_c = 0,9$
 $F_{cr} = 24,00$ KSI

DATOS PARA ESCOGER SECCIÓN

$r_y = 1,41$ plg
 $A_g = 2,33$

Sección= W8X24

$A_g = 7,08$ plg²
 $r_x = 3,42$ plg
 $r_y = 1,61$ plg

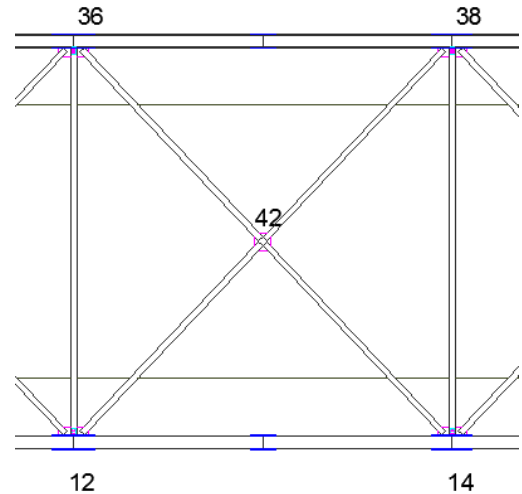


FIGURA N° 56:

Elemento de arriostre de la armadura superior a compresión (E 12-42), (E 42-38), (E 14-42), (E 42-36)

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN SELECCIONADA

$((KL)/r)_x = 82,19$
 $((KL)/r)_y = 174,60$

174,5977 > 133,6807

$F_e = 9,39$
 $F_{cr} = 8,23$ KSI
 $\phi_c P_n = 52,47$ Klb

52,46816 > 50,25

CUMPLE: SI

5.3.3.2.3.6.2 ARRIOSTRE SUPERIOR EN TRACCIÓN (E 12-36)

Estado=	Tracción
Pu=	59,30 Klb
L=	10,2 m
Fy=	36 KSI
ϕ_t=	0,9
Fu=	58 KSI
ϕ_t=	0,75

DATOS SOBRE PERNOS

U=	0,9 Según tablas
D=	7/8 plg
N°=	4 Unid
Lespacios=	3 plg

DATOS PARA ESCOGER SECCIÓN

Min	
Ag(Fy)=	1,83 plg
Min	
Ag(Fu)=	1,51 plg
Min ry=	1,34 plg

SECCIÓN: W8X24

Ag=	7,08 plg ²
rx=	3,42 plg
ry=	1,61 plg
d=	7,93 plg
bf=	6,5 plg
tf=	0,4 plg

COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN SELECCIONADA

Pu(Fy)=	229,392 Klb	Cumple: SI
$\bar{\alpha}$ =	0,695 plg	WT4X12
L =	3,00 plg	
U	0,44 Calculado	
An=	5,48 plg	
Pu(Fu)=	104,89 Klb	Cumple: SI
L/r =	249,43 plg	Cumple: SI

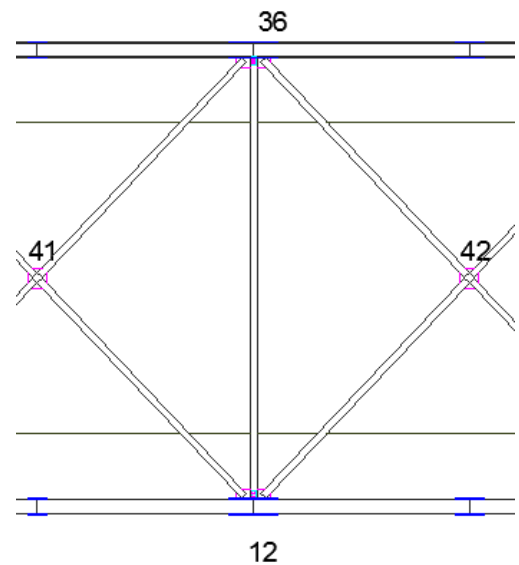


FIGURA N° 57:

Elemento de arrioste de la armadura superior a compresión

(E 12-36)

5.3.3.2.3.7 RESUMEN DEL DISEÑO DE ELEMENTOS CON SU SECCIÓN

DESCRIPCIÓN	Sección
Viga superior de la cara de la armadura del puente	w14x90
Viga inferior de la cara de la armadura del puente	w14x90
Diagonales de la cara de la armadura del puente	w14x90
Verticales de la cara de la armadura del puente	w14x90
Arriostre de la base de la armadura del puente	W5x19
Arriostre superior de la armadura del puente	W8X24

Nota: Para las caras de la armadura, se eligió una sola sección para facilitar el diseño de las conexiones y así poder tener una estructura más amigable.

5.3.3.2.4 CÁLCULO DE DEFLEXIÓN

Se limitan las deformaciones bajo cargas de servicio para evitar que el comportamiento estructural difiera de las condiciones de servicio asumidos y también para aliviar los efectos psicológicos de los conductores.

5.3.3.2.4.1 LIMITE DE DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA SEGÚN MTC

- Para carga vehicular y peatonal : $L/1000 = 40/1000 = 0.04\text{m}$

5.3.3.2.4.2 DEFLEXIÓN MÁXIMA CALCULADA EN SAP2000

Para calcular la deflexión máxima se usa el estado límite de servicio I y solamente tomando la carga viva vehicular, peatonal e Impacto.

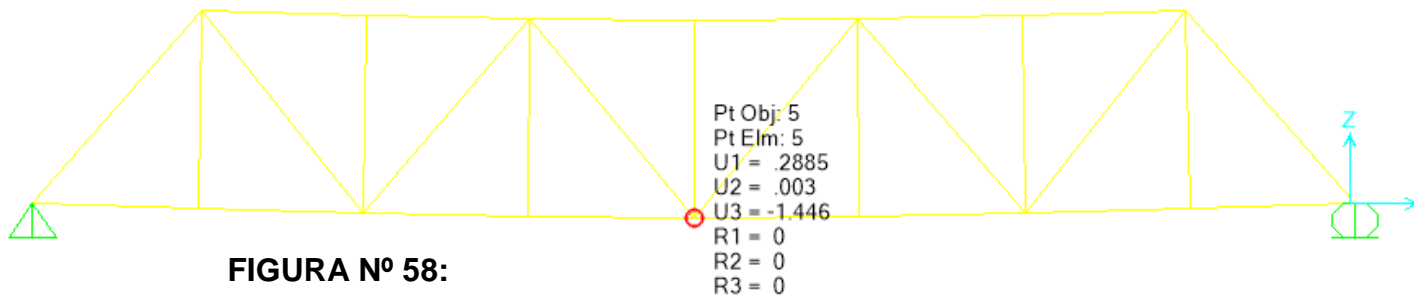
- SERVICIO 1 Estado Limite

$$Mu = n*(1.0 (LL +PL+ IM))$$

- Deflexión por Carga Viva

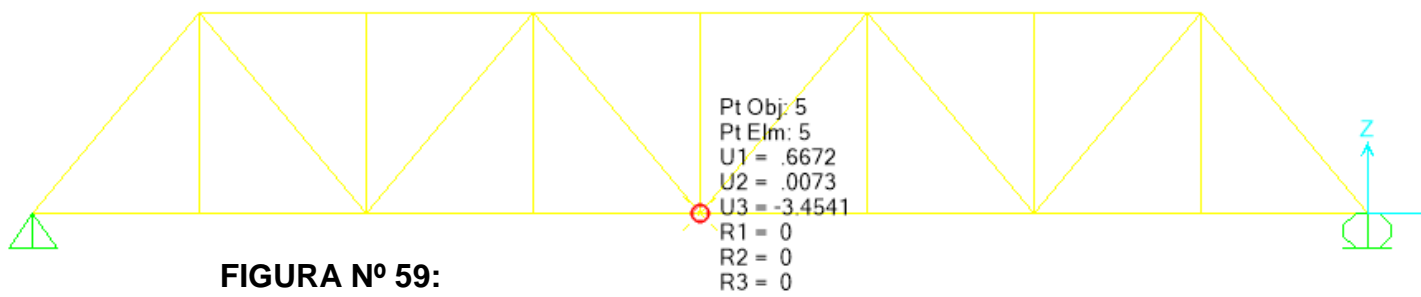
$$\Delta = 1.446 \text{ cm} < \Delta_{\text{permitido}} = 4.00 \text{ cm}$$

OK



- Deflexión por Carga Muerta

$$\Delta = 3.45 \text{ cm}$$



5.3.3.2.5 DISEÑO DE VIGA TRANSVERSAL POR FLEXIÓN

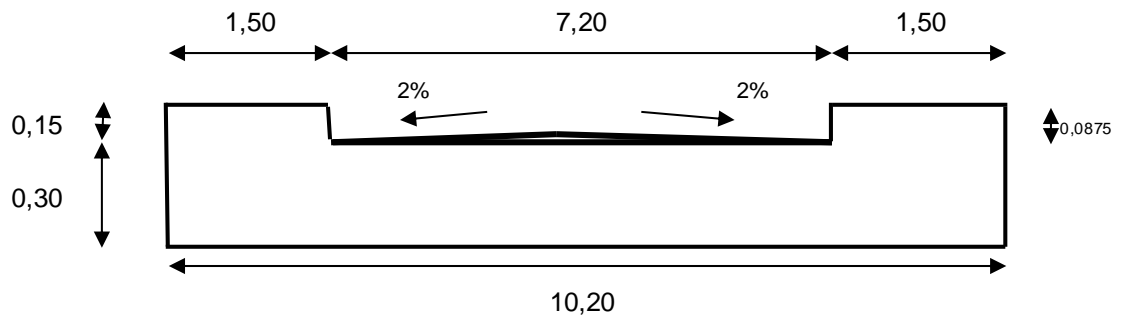
5.3.3.2.5.1 CÁLCULO DEL MOMENTO SIN PESO PROPIO

MATERIALES:

RESISTENCIA DEL CONCRETO ($f'c$)	280	Kg./cm ²	
FLUENCIA DEL ACERO ($f'y$)	4200	Kg./cm ²	
CARPETA ASFÁLTICA	0,0875	m	
DENSIDAD DEL CONCRETO	2400	Kg./cm ³	2,400 Tn/m ³
DENSIDAD DEL ASFALTO	2250	Kg./cm ³	2,250 Tn/m ³
BOMBEO	2%		

ANCHO TRIBUTARIO PARA EL DISEÑO DE LA VIGA 5 m

PERALTE DE LOSA	$h =$	0,30	m
ANCHO DE CALZADA		7,20	m
ANCHO DE VEREDA		1,50	m
H. DE LA VEREDA		0,15	m



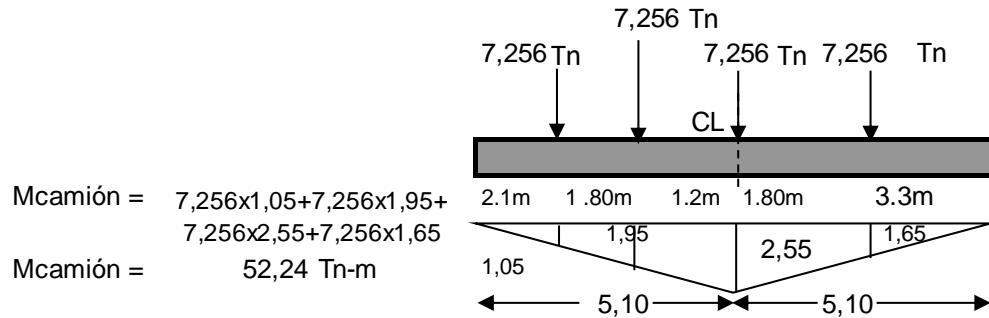
SELECCIÓN DE MODIFICADORES DE CARGA (n)

Factor de Ductibilidad (nD) = 1
 Factor de Redundancia (nR) = 1
 Sector de Importancia Operativa (nI) = 1

$$n = nD * nR * nI$$

$$n = 1,00$$

MOMENTO POR CARGA VIVA DEL CAMION HL-39

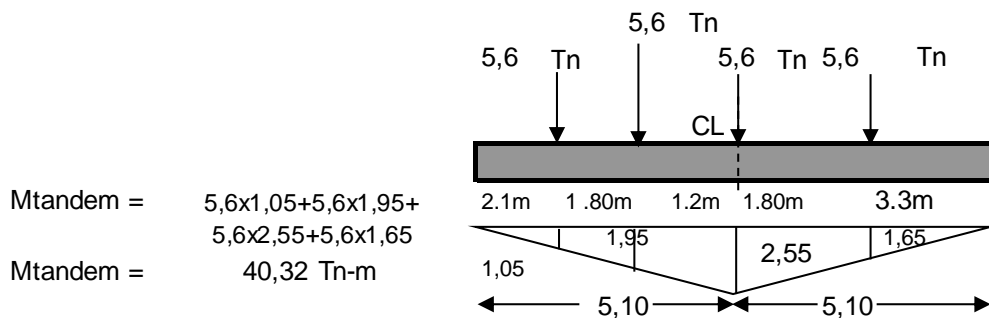


$$M_{\text{camión}} = 7,256 \times 1,05 + 7,256 \times 1,95 + 7,256 \times 2,55 + 7,256 \times 1,65$$

$$M_{\text{camión}} = 52,24 \text{ Tn-m}$$

Mcamion = 52,24 Tn-m

MOMENTO POR CARGA VIVA DEL TANDEM



$$M_{\text{tandem}} = 5,6 \times 1,05 + 5,6 \times 1,95 + 5,6 \times 2,55 + 5,6 \times 1,65$$

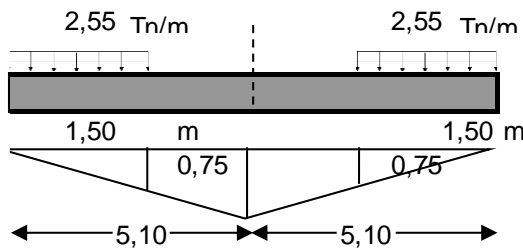
$$M_{\text{tandem}} = 40,32 \text{ Tn-m}$$

Mtandem = 40,32 Tn-m

Se usara el momento producido por el camión ya que nos genera mayor momento

Mcamion = 52,24 Tn-m

MOMENTO POR CARGA VIVA DEL PEATON(MPL)



$$MPL = 2,87 \text{ Tn-m}$$

Carga peatón 0,51 Tn/m²

$$W = 0,51 \times 5$$

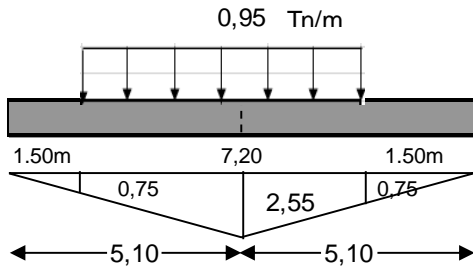
$$W = 2,55 \text{ Tn/m}$$

$$L = 10,20 \text{ m}$$

$$MPL = \frac{2,55 \times 1,50 \times 0,75}{2} \times 2$$

$$MPL = 2,87 \text{ Tn-m}$$

MOMENTO POR CARGA DE CARRIL (MLL)



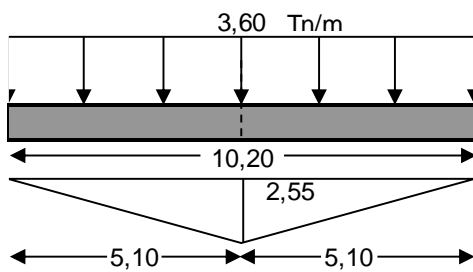
$$W_{\text{carril}} = 0,952 \text{ Tn/m}$$

$$L = 10,20 \text{ m}$$

$$MLL = \frac{0,95 \times 3,20 \times (0,75 + 2,55)}{2} \times 2$$

$$MLL = 11,31 \text{ Tn-m}$$

MOMENTO POR PESO PROPIO DE LA LOSA (M_{DC})



$$W = 0,30 \times 2,40 \times 5$$

$$W = 3,60 \text{ Tn/m}$$

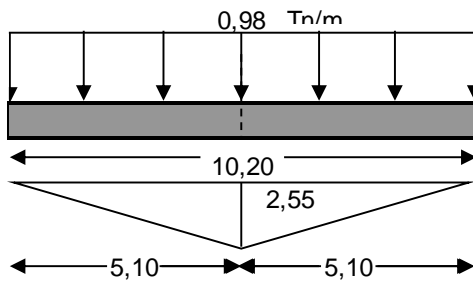
$$L = 10,20 \text{ m}$$

$$MDC = \frac{3,60 \times 10,20 \times 2,55}{2}$$

$$MDC = 46,82 \text{ Tn-m}$$

$$MDC = 46,82 \text{ Tn-m}$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA DE ASFALTO (M_{DW})



$$W = 0,0875 \times 2,25 \times 5$$

$$W = 0,98 \text{ Tn/m}$$

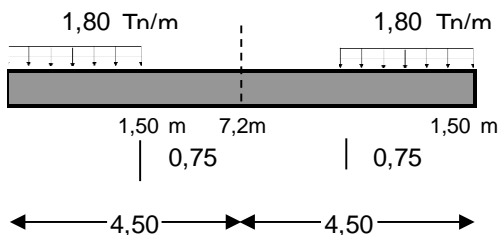
$$L = 10,20 \text{ m}$$

$$MDC = \frac{0,98 \times 10,20 \times 2,55}{2}$$

$$MDC = 12,80 \text{ Tn-m}$$

$$M_{DW} = 12,80 \text{ Tn-m}$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA DE VEREDA (M_{DC})



$$W = 0,15 \times 2,4 \times 5$$

$$W = 1,80 \text{ Tn/m}$$

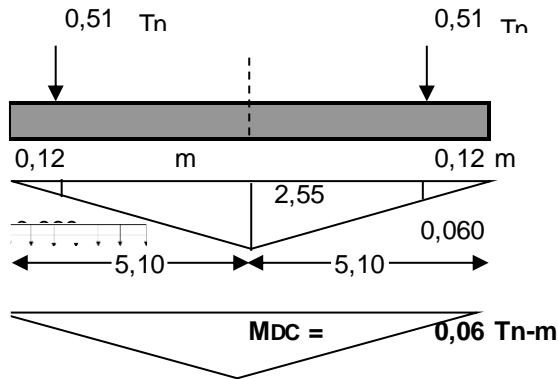
$$L = 10,20 \text{ m}$$

$$MDC = \frac{1,8 \times 1,5 \times 0,75}{2} \times 2$$

$$MDC = 2,03 \text{ Tn-m}$$

$$MDC = 2,03 \text{ Tn-m}$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA DE BARANDA(MDc)



$P_b = 0,5102 \text{ Tn/m}$

$L = 10,20 \text{ m}$

$MDC = 0,51 \times 0,060 + 0,51 \times 0,060$

$MDC = 0,06 \text{ Tn-m}$

Momento Máximo

$M_{\text{máx}} = n(1.25M_{dc} + 1.50M_{dw} + 1.75(MLL))$

$M_{dc} = 48,90 \text{ Tn-m}$

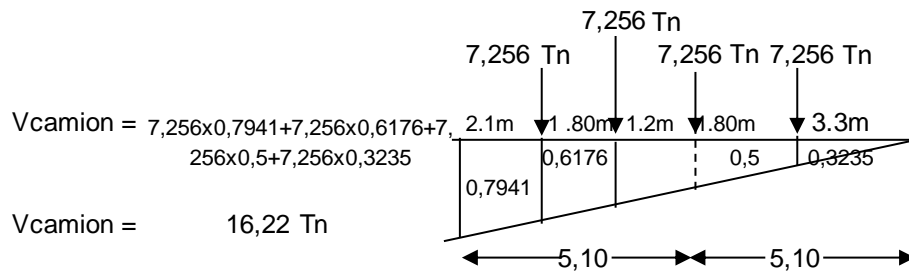
$M_{dw} = 12,80 \text{ Tn-m}$

$MLL = 66,42 \text{ Tn-m}$

$M_{\text{máx}} = 196,57 \text{ Tn-m}$

5.3.3.2.5.2 CÁLCULO DEL CORTANTE SIN PESO PROPIO

CORTANTE POR CARGA VIVA DEL CAMION HL-39

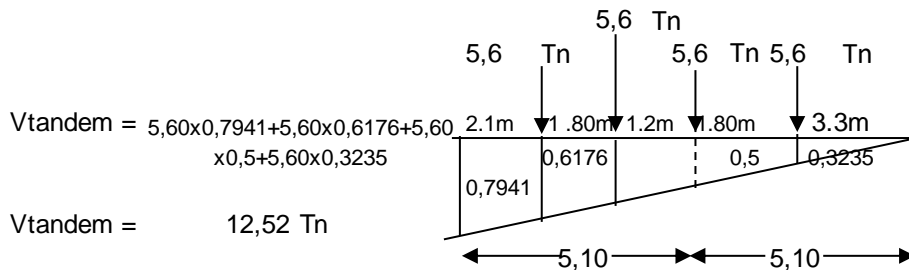


$V_{\text{camion}} = 7,256 \times 0,7941 + 7,256 \times 0,6176 + 7,256 \times 0,5 + 7,256 \times 0,3235$

$V_{\text{camion}} = 16,22 \text{ Tn}$

$V_{\text{camion}} = 16,22 \text{ Tn}$

CORTANTE POR CARGA VIVA DEL TANDEM

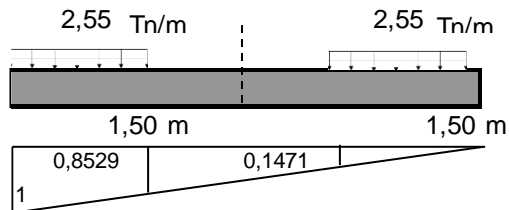


$V_{\text{tandem}} = 5,60 \times 0,7941 + 5,60 \times 0,6176 + 5,60 \times 0,5 + 5,60 \times 0,3235$

$V_{\text{tandem}} = 12,52 \text{ Tn}$

$V_{\text{tandem}} = 12,52 \text{ Tn}$

CORTANTE POR CARGA VIVA DEL PEATON(VPL)



VPL = 3,83 Tn

$W = 0,51 \times 5 \text{ Tn/m}^2$

$W = 2,55 \text{ Tn/m}$

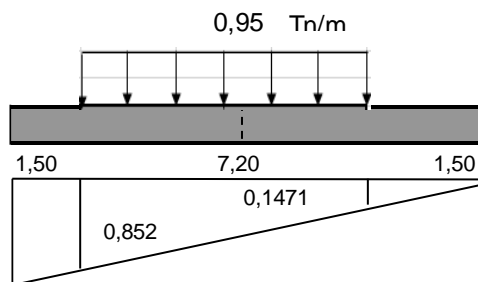
$L = 10,20 \text{ m}$

$VPL = \frac{2,55 \times (1 + 0,8529) \times 1,50}{2}$

$+ \frac{2,55 \times 0,1471 \times 1,50}{2}$

$VPL = 3,83 \text{ Tn}$

CORTANTE POR CARGA DE CARRIL (Vca)



Vca = 3,42 Tn

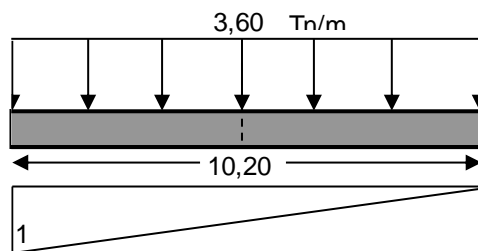
$W = 0,952 \text{ Tn/m}$

$L = 10,20 \text{ m}$

$VCa = \frac{0,952 \times (0,852 + 0,1471) \times 7,20}{2}$

$VCa = 3,42 \text{ Tn-m}$

CORTANTE POR PESO PROPIO DE LA LOSA (Mdc)



VDC = 18,36 Tn

$W = 0,30 \times 2,40 \times 5$

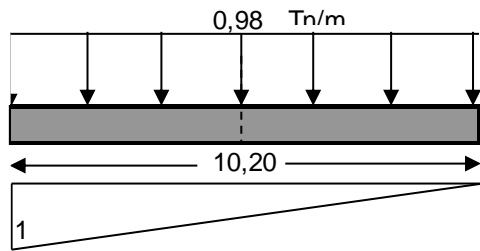
$W = 3,60 \text{ Tn/m}$

$L = 10,20 \text{ m}$

$VDC = \frac{3,60 \times 10,20 \times 1}{2}$

$VDC = 18,36 \text{ Tn}$

CORTANTE POR CARGA MUERTA DE ASFALTO (MDW)



$$W = 0,0875 \times 2,25 \times 5$$

$$W = 0,984 \text{ Tn}$$

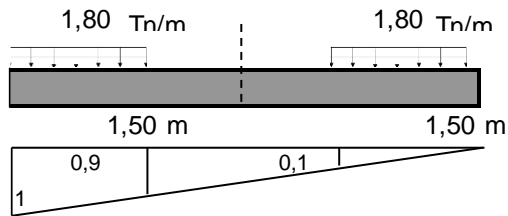
$$L = 10,20 \text{ m}$$

$$VDW = \frac{0,98 \times 10,20 \times 1}{2}$$

$$VDW = 5,02 \text{ Tn}$$

$$V_{DW} = 5,02 \text{ Tn}$$

CORTANTE POR CARGA MUERTA DE VEREDA (MDc)



$$W = 0,15 \times 2,4 \times 5 \text{ Tn/m}$$

$$W = 1,80 \text{ Tn/m}$$

$$L = 10,20 \text{ m}$$

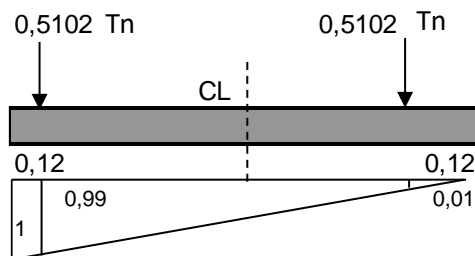
$$VDC = \frac{1,80 \times (1 + 0,9) \times 1,50}{2}$$

$$+ \frac{1,80 \times 0,1 \times 1,50}{2}$$

$$VDC = 2,70 \text{ Tn}$$

$$VDC = 2,70 \text{ Tn}$$

CORTANTE POR CARGA MUERTA DE BARANDA (VDc)



$$P_b = 0,5102 \text{ Tn/m}$$

$$L = 10,20 \text{ m}$$

$$VDC = 0,5102 \times 0,99 + 0,5102 \times 0,01$$

$$VDC = 0,51 \text{ Tn}$$

$$VDC = 0,51 \text{ Tn}$$

Cortante Máximo

$$V_{\text{máx}} = n(1.25V_{\text{dc}} + 1.50V_{\text{dw}} + 1.75(V_{\text{LL}}))$$

$$V_{\text{dc}} = 21,57 \text{ Tn}$$

$$V_{\text{dw}} = 5,02 \text{ Tn}$$

$$V_{\text{LL}} = 23,47 \text{ Tn}$$

$$V_{\text{máx}} = 75,56 \text{ Tn}$$

5.3.3.2.5.3 DISEÑO DE LA VIGA SIN PESO PROPIO

Diseño de Viga Transversal (Sin Peso Propio)

$$M_{\text{max}} = 196,57 \text{ Tn-m} \quad \longrightarrow \quad 1421,04 \text{ Klb.pie}$$

$$V_{\text{max}} = 75,56 \text{ Tn} \quad \longrightarrow \quad 166,54 \text{ Klb}$$

Buscaremos la Sección adecuada que cumpla lo requerido en el análisis
Determinamos :

$$Z_{\text{req}} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{1421,04 \times 12}{0,9 \times 36}$$

$$Z_{\text{req}} = 526,31 \text{ plg}^3$$

Usaremos la Sección W27x178

Datos de la sección

$$d = 27,8 \text{ plg}$$

$$t_w = 0,725 \text{ plg}$$

$$h_c = 26,6 \text{ plg}$$

$$\frac{h_c}{t_w} = \frac{26,6}{0,725} = 36,69$$

$$\frac{640}{\sqrt{36}} = 106,67$$

Como h/t_w es menor que $\frac{640}{\sqrt{F_y}}$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w$$

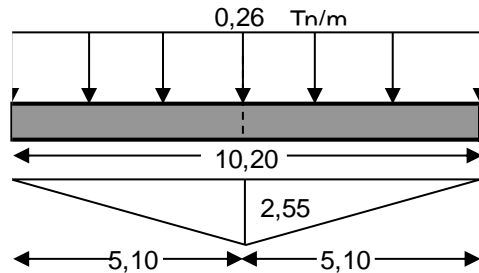
$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot (d \cdot t_w)$$

$$V_n = 0,6 \times 36 \times 27,8 \times 0,725 = 435,348 \text{ kips}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 435,348 = 391,8132 \text{ kips} > 166,54$$

5.3.3.2.5.4 CÁLCULO DEL MOMENTO GENERADO POR EL PESO DE LA DE LA VIGA W27x178

MOMENTO POR PESO PROPIO DE VIGA w27X178(MDC)



$$W = 0,26 \text{ Tn/m}$$

$$L = 10,20 \text{ m}$$

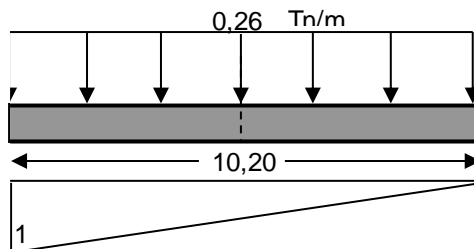
$$MDC = \frac{0,26 \times 10,20 \times 2,55}{2}$$

$$MDC = 3,43 \text{ Tn-m}$$

$$MDC = 3,43 \text{ Tn-m}$$

5.3.3.2.5.5 CÁLCULO DEL CORTANTE GENERADO POR EL PESO DE LA DE LA VIGA W27x178

CORTANTE POR PESO PROPIO DE VIGA (VDW) w27X178(MDC)



$$W = 0,26 \text{ Tn/m}$$

$$L = 10,20 \text{ m}$$

$$VDC = \frac{0,26 \times 10,20 \times 1}{2}$$

$$VDC = 1,35 \text{ Tn}$$

5.3.3.2.5.6 DISEÑO DE LA VIGA CON PESO PROPIO

Momento Máximo Con Peso Propio de Viga

$$M_{\text{máx}} = n(1.25M_{dc} + 1.50M_{dw} + 1.75(MLL))$$

$$M_{dc} = 52,34 \text{ Tn-m}$$

$$M_{dw} = 12,80 \text{ Tn-m}$$

$$MLL = 66,42 \text{ Tn-m}$$

$$M_{\text{máx}} = 200,86 \text{ Tn-m}$$

Cortante Máximo Con Peso Propio de Viga

$$V_{\text{máx}} = 1.25V_{\text{dc}} + 1.50V_{\text{dw}} + 1.75(V_{\text{LL}})$$

$$V_{\text{dc}} = 22,92 \text{ Tn}$$

$$V_{\text{dw}} = 5,02 \text{ Tn}$$

$$V_{\text{LL}} = 23,47 \text{ Tn}$$

$$V_{\text{máx}} = 77,24 \text{ Tn}$$

Diseño de Viga Transversal (Con Peso Propio)

$$\begin{array}{llll} M_{\text{max}} = & 200,86 \text{ Tn} & \longrightarrow & 1452,06 \text{ Klb.pie} \\ V_{\text{max}} = & 77,24 \text{ Tn} & \longrightarrow & 170,25 \text{ Klb} \end{array}$$

$$Z_{\text{req}} = \frac{M_u}{\phi b x F_y} = \frac{1452,06 \times 12}{0,9 \times 36} \quad (3.8.2.4.1-1)$$

$$Z_{\text{req}} = 537,799988$$

Usaremos la Sección W27x178

Datos de la Sección

$$d = 27,8 \text{ plg}$$

$$t_w = 0,725 \text{ plg}$$

$$h_c = 26,6 \text{ plg}$$

$$\frac{h_c}{t_w} = \frac{26,6}{0,725}$$

$$\frac{640}{\sqrt{36}} = 106,67 \quad (3.8.2.4.1-6)$$

Como h/t_w es menor que $\frac{640}{\sqrt{F_y}}$

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w$$

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot (d \cdot t_w)$$

$$V_n = 0,6 \times 36 \times 27,8 \times 0,725 = 435,348 \text{ kips}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 435,348 = 391,8132 \text{ kips} > 170,25 \text{ OK}$$

5.3.4 DISEÑO CONECTORES DE LA ARMADURA

5.3.4.1 DISEÑO DE LAS CONEXIONES DEL NODO 3

La sección W14x90 mostrada en la figura va resistir una carga factorizada de 287,28 kips. Los tornillos usados son de 7/8" A325, usando acero A36

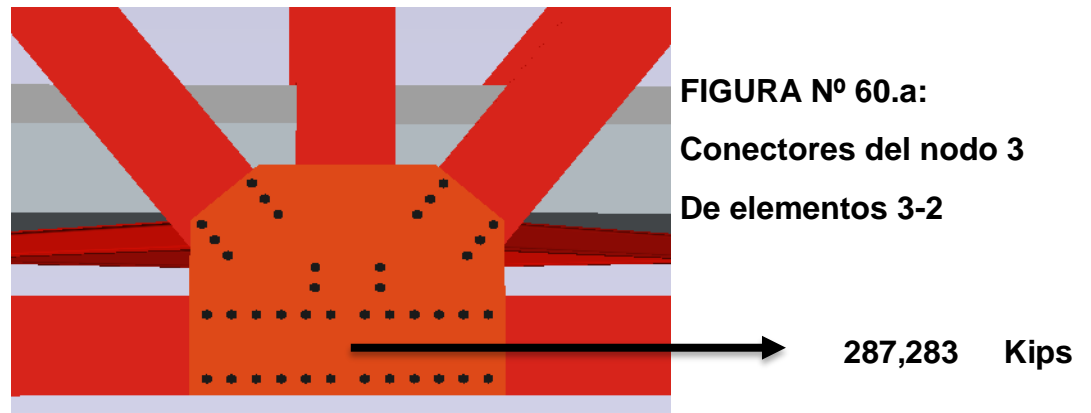


FIGURA N° 60.a:
Conectores del nodo 3
De elementos 3-2

SS

DATOS:

Sección: W14x90; $A_g=26,5$; $t_w=0,44$; $x=1,09$

Material: A36; $F_u=58\text{Ksi}$

Tornillos: A325-N; $d=7/8"$

CALCULOS:

-Diseño de tornillos

A.1.1 Resistencia a corte de un tornillo

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b \quad 3.8.2.3.5-1$$

$$\phi = 0,75$$

$$F_{nv} = 54\text{Ksi}$$

$$A_b = \left[\left(\frac{7}{8} \right)^2 / 4 \right] = 0,6013 \quad \text{plg}^2$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b = 24,35 \quad \text{Kips}$$

A.1.2 CARGA ULTIMA DE DISEÑO

$$\phi P_u = 143,64 \quad \text{Kips}$$

A.1.3. NUMERO DE PERNOS A UTILIZAR

$$N = P_u / \phi R_n = 143,64 / (24,35) =$$

$$N = 5,90 \quad \text{Calculado}$$

Usaremos

$$N = 12 \quad \text{Dos hileras c} \quad 6 \quad \text{c/u}$$

A.1.4.ESPACIO DEL PERNO AL BORDE

$$S = 1,5\phi b = 1,5 \times 7/8 = 1,31 \text{ plg}$$

Usaremos

$$S = 2,50 \text{ plg}$$

A.1.5.ESPACIO ENTRE PERNOS

$$S = 3\phi b = 3 \times 7/8 = 2,63 \text{ plg}$$

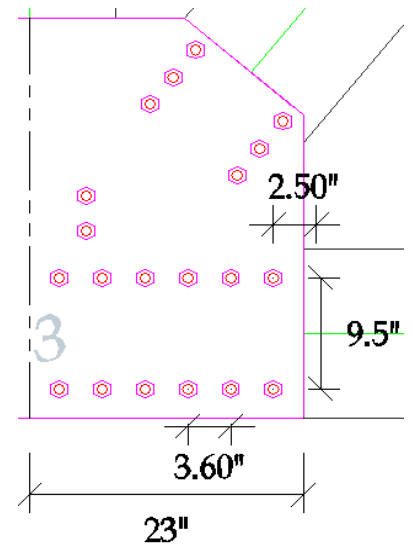
Usaremos

$$\text{Susar } v = 9,50 \text{ plg}$$

$$\text{Susar } h = 3,60 \text{ plg}$$

A.1.6.LONGITUD DE PLACAS

$$L_{\text{placa}} = 5 \times 3,6 + 2(2,5) = 23,00 \text{ plg}$$



A.2 REVISION DE LA RESISTENCIA A LA CONEXIÓN

A.2.1 POR CORTE EN LOS TORNILLOS

$$\phi P_n = 12 \times 24,35 = 292,23 \text{ Kips} > P_u = 143,6415 \text{ Kips}$$

OK

A.2.2.POR APLASTAMIENTO EN EL MIEMBRO PRINCIPAL

A.2.2.1 AGUJEROS EXTREMOS

$$\phi R_n = \min \begin{cases} \phi(1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u) \\ \phi(2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u) \end{cases} \quad \text{c3.8.2.3.5-3}$$

$$\phi = 0,75$$

$$d' = 7/8 + 1/16 = 15/16 \text{ plg}$$

$$L_e = 2,50 \text{ plg}$$

$$L_{c1} = 2,50 - 0,5(15/16) = 2,03 \text{ plg}$$

$$t = 0,71 \text{ plg}$$

$$F_u = 58,00 \text{ ksi}$$

$$\phi R_{n\text{min}} = 0,75 \times (1,2) \times (2,03) \times (0,71) \times 58 = 75,28 \text{ Kips}$$

$$\phi R_{n\text{min}} = 0,75 \times (2,4) \times (15/16) \times (0,71) \times 58 = 64,86 \text{ Kips}$$

$$\phi R_{n\text{min controla}} = 64,86 \text{ Kips}$$

A.2.2.2 AGUJEROS INTERIORES

$$\begin{aligned}d' &= 15/16 && \text{plg} \\S &= 3,60 && \text{plg} \\Lc2 &= 3,60 - 15/16 = && 2,66 \text{ plg} \\t &= 0,71 && \text{plg} \\Fu &= 58,00 && \text{ksi} \\ \phi R_{nmin} &= 0,75 \times (1,2) \times (2,66) \times (0,71) \times 58 = && 98,68 \text{ Kips} \\ \phi R_{nmin} &= 0,75 \times (2,4) \times (15/16) \times (0,71) \times 58 = && 64,86 \text{ Kips}\end{aligned}$$

$$\phi R_{nmincontrola} = 64,86 \text{ Kips}$$

$$\phi P_n = 2(64,86) + 10(64,86) =$$

$$\phi P_n = 778,302 \text{ Kips} > 143,64$$

OK

A.2.3. POR APLASTAMIENTO EN PLACA DE CONEXIÓN

$$\phi R_n = \min \begin{cases} \phi(1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u) \\ \phi(2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u) \end{cases} \quad (3.8.2.1.6-2)$$

A.2.3.1 AGUJEROS EXTREMOS

$$\begin{aligned}\phi &= 0,75 \\d' &= 15/16 && \text{plg} \\Le &= 2,50 && \text{plg} \\Lc1 &= 2,03 && \text{plg} \\t &= 0,38 && \text{plg} \\Fu &= 58,00 && \text{ksi} \\ \phi R_{nmin} &= 39,76 && \text{Kips} \\ \phi R_{nmin} &= 34,26 && \text{Kips} \\ \phi R_{nmincontrola} &= && 34,26 \text{ Kips}\end{aligned}$$

A.2.3.2 AGUJEROS INTERIORES

d' =	15/16	plg
S =	3,60	plg
Lc2 =	2,66	plg
t =	0,38	plg
Fu =	58,00	ksi
$\phi R_{nmin} =$	52,12	Kips
$\phi R_{nmin} =$	34,26	Kips

$$\phi R_{nmincontrola} = 34,26 \text{ Kips}$$

$$\phi P_n = 411,075 \text{ Kips} > P_u = 143,64 \text{ Kips}$$

OK

A.2.4 RESISTENCIA A TENSION DEL MIEMBRO PRINCIPAL

A.2.4.1 FLUENCIA

$$\phi P_n = 0,90 \times F_y \times A_g \quad (3.8.2.1.6-1)$$

$$F_y = 36,00$$

$$A_g = 13,25$$

$$\phi P_n = 429,3$$

$$\phi P_n = 0,90 \times 36 \times 13,25$$

$$\phi P_n = 429,3 \text{ Kips} > P_u = 143,64 \text{ Kips}$$

OK

A.2.4.2 RUPTURA (3.8.2.1.6-2)

$$\phi P_n = 0,75 \times F_u \times A_e$$

$$A_e = U \times A_n$$

$$A_n = A_g - \sum d'' t$$

$$d'' = d + 1/8'' = 7/8 + 1/8$$

$$d'' = 1''$$

$$A_n = 13,25 - 2(1)(0,71)$$

$$A_n = 11,83 \text{ plg}^2$$

$$X \text{ wt7x45} = 1,09$$

$$L = 5 \times 3,60 = 18$$

$$U = 1 - X/L = 1 - 1,09/18$$

$$U = 0,939444444$$

$$A_e = 11,11362778 \text{ plg}^2$$

$$\phi P_n = 483,4428083 \text{ Kips}$$

$$\phi P_n = 483,44 \text{ Kips} > P_u = 143,64 \text{ Kips}$$

OK

A.2.4.3 CORTE DE BLOQUE

$$A_{gv} = (5 \times 3,60 + 2,50) \times 0,71 = 29,11 \text{ plg}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (12 - 1)(1) \times 0,71 = 21,30 \text{ plg}^2$$

$$A_{nt} = (9,50 - 1 \times 1)(0,71) = 6,04 \text{ plg}^2$$

$$F_y \cdot A_{gv} = 36 \times 29,11 = 1047,96 \text{ plg}^2$$

$$F_u \cdot A_{nv} = 58 \times 21,30 = 1235,4 \text{ plg}^2$$

$$\text{controla} = 1047,96 \text{ Kips}$$

$$\phi P_n = 0,75[0,60(1047,96) + 58(6,04)]$$

$$\phi P_n = 734,1045 \text{ Kips} > P_u = 143,64 \text{ Kips}$$

OK

Resistencia a Tensiòn=

$$\text{min } 429,30 \text{ Kips} > P_u = 143,64 \text{ Kips}$$

B. ELEMENTO 3-4

B.1 DISEÑO DE PERNOS

B.1.1 RESISTENCIA DEL PERNO POR CORTANTE

$$\begin{aligned} F_{nv} &= 54 \\ \phi_b &= 7/8 \\ \phi &= 0,75 \\ A_b &= 0,6013 \\ \phi R_n &= 24,35 \text{ Kips} \end{aligned}$$

B.1.2 CARGA ULTIMA PARA DISEÑO

$$\phi P_u = 290,08 \text{ Kips}$$

B.1.3 NUMERO DE PERNOS A UTILIZAR

$$\begin{aligned} N &= 11,91 \\ \text{Nusar} &= 12 \quad \text{Dos hileras de} \quad 6 \text{ c/u} \end{aligned}$$

B.1.4 ESPACIO DEL PERNO AL BORDE

$$\begin{aligned} S &= 1,31 \text{ plg} \\ \text{Susar} &= 2,50 \text{ plg} \end{aligned}$$

B.1.5 ESPACIO ENTRE PERNOS

$$\begin{aligned} S &= 2,63 \text{ plg} \\ \text{Susar}(v) &= 9,50 \text{ plg} \\ \text{Susar}(h) &= 3,60 \text{ plg} \end{aligned}$$

B.1.6 LONGITUD DE LA PLACA

$$L_{\text{placa}} = 23,00 \text{ plg} \quad 26$$

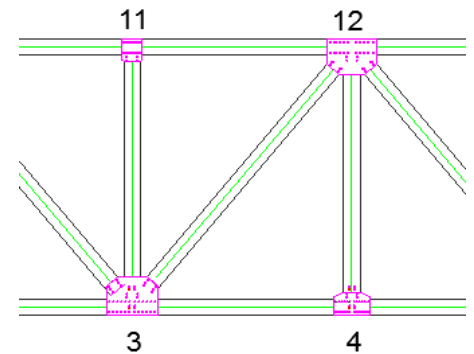


FIGURA N° 60.b:

Conectores del nodo 3

De elementos 3-4

B.2 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN

B.2.1 POR CORTE EN LOS TORNILLOS

$$\phi P_n = 292,23 \text{ Kips} > P_u = 290,08 \text{ Kips}$$

OK

B.2.2 POR APLASTAMIENTO EN EL MIEMBRO PRINCIPAL

B.2.2.1 AGUJEROS EXTREMOS

$$\begin{aligned} d' &= 15/16 \text{ plg} \\ L_e &= 2,50 \text{ plg} \\ L_{c1} &= 2,03 \text{ plg} \end{aligned}$$

$t = 0,71$ plg tf de la armadura a conectar
 $F_u = 58,00$ ksi
 $\phi R_{nmin} = 75,28$ Kips
 $\phi R_{nmin} = 64,86$ Kips
 $\phi R_{nmincontrola} = 64,86$ Kips

B.2.2.2 AGUJEROS INTERIORES

$d' = 15/16$ plg
 $S = 3,60$ plg
 $L_{c2} = 2,66$ plg
 $t = 0,71$ plg
 $F_u = 58,00$ ksi
 $\phi R_{nmin} = 98,68$ Kips
 $\phi R_{nmin} = 64,86$ Kips
 $\phi R_{nmincontrola} = 64,86$ Kips

$\phi P_n = 778,302$ Kips $>$ $P_u = 290,08$ Kips
OK

B.2.3 POR APLASTAMIENTO EN PLACA DE CONEXIÓN

B.2.3.1 AGUJEROS EXTREMOS

$d' = 15/16$ plg
 $L_e = 2,50$ plg
 $L_{c1} = 2,03$ plg
 $t = 0,38$ plg
 $F_u = 58,00$ ksi
 $\phi R_{nmin} = 39,76$ Kips
 $\phi R_{nmin} = 34,26$ Kips
 $\phi R_{nmincontrola} = 34,26$ Kips

B.2.3.2 AGUJEROS INTERIORES

$d' = 15/16$ plg
 $S = 3,60$ plg
 $L_{c2} = 2,66$ plg
 $t = 0,38$ plg
 $F_u = 58,00$ ksi
 $\phi R_{nmin} = 52,12$ Kips
 $\phi R_{nmin} = 34,26$ Kips
 $\phi R_{nmincontrola} = 34,26$ Kips

$$\phi P_n = 411,075 \text{ Kips} > P_u = 290,08 \text{ Kips}$$

OK

B.2.4 RESISTENCIA A TENSION DEL MIEMBRO PRINCIPAL

B.2.4.1 FLUENCIA

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 429,3 \\ F_y &= 36,00 \\ A_g &= 13,25 \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 429,3 \text{ Kips} > P_u = 290,08 \text{ Kips}$$

OK

B.2.4.2 RUPTURA

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 483,4428 \\ A_e &= 11,11363 \\ A_n &= 11,83 \\ d'' &= 1 \\ U &= 0,939444 \\ X &= 1,09 \quad \text{wt 7x45} \\ L &= 18 \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 483,44 \text{ Kips} > P_u = 290,08 \text{ Kips}$$

OK

B.2.4.3 CORTE DE BLOQUE

$$\begin{aligned} A_{gv} &= 29,11 \\ A_{nv} &= 21,30 \\ A_{nt} &= 6,04 \\ F_y \cdot A_{gv} &= 1047,96 \\ F_u \cdot A_{nv} &= 1235,4 \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 734,1045 \text{ Kips} > P_u = 290,08 \text{ Kips}$$

OK

Resistencia a Tension= min 429,30 Kips

C. ELEMENTO 3-11

C.1 DISEÑO DE PERNOS

C.1.1 RESISTENCIA DEL PERNO POR CORTANTE

$F_{nv} = 54$
 $\phi_b = 7/8$
 $\phi = 0,75$
 $A_b = 0,6013$
 $\phi R_n = 24,35 \text{ Kips}$

C.1.2 CARGA ULTIMA PARA DISEÑO

$\phi P_u = 1,65 \text{ Kips}$

C.1.3 NUMERO DE PERNOS A UTILIZAR

$N = 0,07$
 $N_{usar} = 4$ Dos hileras de 2 c/u

C.1.4 ESPACIO DEL PERNO AL BORDE

$S = 1,31 \text{ plg}$
 $S_{usar} = 1,50 \text{ plg}$

C.1.5 ESPACIO ENTRE PERNOS

$S = 2,63 \text{ plg}$
 $S_{usar}(v) = 9,50 \text{ plg}$
 $S_{usar}(h) = 3,00 \text{ plg}$

C.1.6 LONGITUD DE LA PLACA

$L_{placah} = 6,00 \text{ plg}$

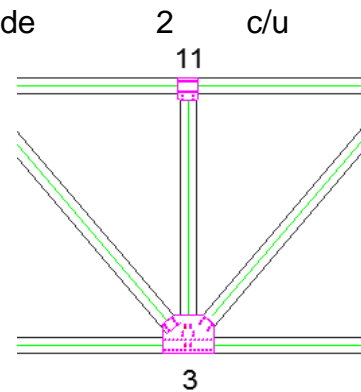


FIGURA N° 60.c:

Conectores del nodo 3

De elementos 3-11

C.2 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN

C.2.1 POR CORTE EN LOS TORNILLOS

$\phi P_n = 97,41 \text{ Kips}$ $>$ $P_u = 1,65 \text{ Kips}$
OK

C.2.2 POR APLASTAMIENTO EN EL MIEMBRO PRINCIPAL

C.2.2.1 AGUJEROS EXTREMOS

$d' = 15/16 \text{ plg}$
 $L_e = 1,50 \text{ plg}$

Lc1=	1,03	plg		
t=	0,71	plg	tf de la armadura a conectar	
Fu=	58,00	ksi		
ϕR_{nmin} =	38,22	Kips		
ϕR_{nmin} =	64,86	Kips		
			$\phi R_{nmincontrola}$=	38,22 Kips

C.2.2.2 AGUJEROS INTERIORES

d'=	15/16	plg		
S=	3,00	plg		
Lc2=	2,06	plg		
t=	0,71	plg		
Fu=	58,00	ksi		
ϕR_{nmin} =	76,44	Kips		
ϕR_{nmin} =	64,86	Kips		
			$\phi R_{nmincontrola}$=	64,86 Kips

ϕP_n =	206,1574	Kips	>	P_u =	1,65	Kips
OK						

C.2.3.POR APLASTAMIENTO EN PLACA DE CONEXIÒN

C.2.3.1 AGUJEROS EXTREMOS

d'=	15/16	plg		
Le=	1,50	plg		
Lc1=	1,03	plg		
t=	0,38	plg		
Fu=	58,00	ksi		
ϕR_{nmin} =	20,19	Kips		
ϕR_{nmin} =	34,26	Kips		
			$\phi R_{nmincontrola}$=	20,19 Kips

C.2.3.2 AGUJEROS INTERIORES

d'=	15/16	plg		
S=	3,00	plg		
Lc2=	2,06	plg		
t=	0,38	plg		
Fu=	58,00	ksi		
ϕR_{nmin} =	40,37	Kips		
ϕR_{nmin} =	34,26	Kips		
			$\phi R_{nmincontrola}$=	34,26 Kips

$\phi P_n = 108,8859 \text{ Kips} > P_u = 1,65 \text{ Kips}$
OK

C.2.4.RESISTENCIA A TENSION DEL MIEMBRO PRINCIPAL

C.2.4.1 FLUENCIA

$\phi P_n = 429,3$
 $F_y = 36,00$
 $A_g = 13,25$

$\phi P_n = 429,3 \text{ Kips} > P_u = 1,65 \text{ Kips}$
OK

C.2.4.2 RUPTURA

$\phi P_n = 327,6319$
 $A_e = 7,531767$
 $A_n = 11,83$
 $d'' = 1$
 $U = 0,636667$
 $X = 1,09$ wt 7x45
 $L = 3,00$

$\phi P_n = 327,63 \text{ Kips} > P_u = 1,65 \text{ Kips}$
OK

C.2.4.3 CORTE DE BLOQUE

$A_{gv} = 6,39$
 $A_{nv} = 4,26$
 $A_{nt} = 6,04$
 $F_y * A_{gv} = 230,04$
 $F_u * A_{nv} = 247,08$

$\phi P_n = 366,0405 \text{ Kips} > P_u = 1,65 \text{ Kips}$
OK controla= **230,04 Kips**

Resistencia a Tension= min 327,63 Kips

D. ELEMENTO 3-10

D.1 DISEÑO DE PERNOS

D.1.1.RESISTENCIA DEL PERNO POR CORTANTE

$$\begin{aligned}F_{nv} &= 54 \\ \phi_b &= 7/8 \\ \phi &= 0,75 \\ A_b &= 0,6013 \\ \phi R_n &= 24,35 \text{ Kips}\end{aligned}$$

D.1.2 CARGA ULTIMA PARA DISEÑO

$$\phi P_u = 145,48 \text{ Kips}$$

D.1.3 NUMERO DE PERNOS A UTILIZAR

$$\begin{aligned}N &= 5,97 \\ \text{Nusar} &= 6 \quad \text{Dos hileras de}\end{aligned}$$

D.1.4 ESPACIO DEL PERNO AL BORDE

$$\begin{aligned}S &= 1,31 \text{ plg} \\ \text{Susar} &= 1,50 \text{ plg}\end{aligned}$$

D.1.5 ESPACIO ENTRE PERNOS

$$\begin{aligned}S &= 2,63 \text{ plg} \\ \text{Susar}(v) &= 9,50 \text{ plg} \\ \text{Susar}(h) &= 3,00 \text{ plg}\end{aligned}$$

D.1.6 LONGITUD DE LA PLACA

$$L_{\text{placah}} = 9,00 \text{ plg}$$

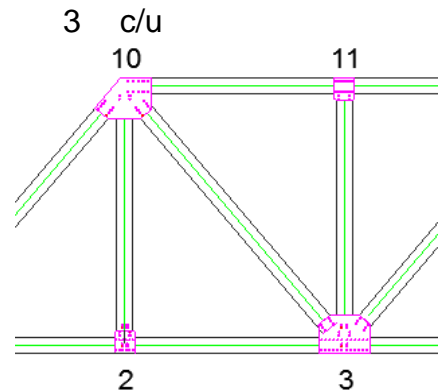


FIGURA N° 60.d:

Conectores del nodo 3

De elementos 3-10

D.2 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN

D.2.1 POR CORTE EN LOS TORNILLOS

$$\phi P_n = 146,12 \text{ Kips} > P_u = 145,477 \text{ Kips}$$

OK

D.2.2 POR APLASTAMIENTO EN EL MIEMBRO PRINCIPAL

D.2.2.1 AGUJEROS EXTREMOS

d'=	15/16	plg
Le=	1,50	plg
Lc1=	1,03	plg
t=	0,71	plg tf de la armadura a conectar
Fu=	58,00	ksi
ϕR_{nmin} =	38,22	Kips
ϕR_{nmin} =	64,86	Kips

$$\phi R_{nmincontrola} = 38,22 \text{ Kips}$$

D.2.2.2 AGUJEROS INTERIORES

d'=	15/16	plg
S=	3,00	plg
Lc2=	2,06	plg
t=	0,71	plg
Fu=	58,00	ksi
ϕR_{nmin} =	76,44	Kips
ϕR_{nmin} =	64,86	Kips

$$\phi R_{nmincontrola} = 64,86 \text{ Kips}$$

$$\phi P_n = 335,8744 \text{ Kips} > P_u = 145,48 \text{ Kips}$$

OK

D.2.3 POR APLASTAMIENTO EN PLACA DE CONEXIÓN

D.2.3.1 AGUJEROS EXTREMOS

d'=	15/16	plg
Le=	1,50	plg
Lc1=	1,03	plg
t=	0,38	plg
Fu=	58,00	ksi
ϕR_{nmin} =	20,19	Kips
ϕR_{nmin} =	34,26	Kips

$$\phi R_{nmincontrola} = 20,19 \text{ Kips}$$

D.2.3.2 AGUJEROS INTERIORES

d'=	15/16	plg
S=	3,00	plg
Lc2=	2,06	plg
t=	0,38	plg

Fu= 58,00 ksi
 ϕR_{nmin} = 40,37 Kips
 ϕR_{nmin} = 34,26 Kips

$\phi R_{nmincontrola}$ = 34,26 Kips

ϕP_n = 177,3984 Kips > P_u = 145,48 Kips
OK

D.2.4.RESISTENCIA A TENSION DEL MIEMBRO PRINCIPAL

D.2.4.1 FLUENCIA

ϕP_n = 429,3
Fy= 36,00
Ag= 13,25

ϕP_n = 429,3 Kips > P_u = 145,48 Kips
OK

D.2.4.2 RUPTURA

ϕP_n = 421,1184
Ae= 9,680883
An= 11,83
d"= 1
U= 0,818333
X= 1,09 wt 7x45
L= 6,00

ϕP_n = 421,12 Kips > P_u = 145,48 Kips
OK

D.2.4.3 CORTE DE BLOQUE

Agv= 10,65
Anv= 7,10
Ant= 6,04
Fy*Agv= 383,4
Fu*Anv= 411,8

ϕP_n = 435,0525 Kips > P_u = 145,48 Kips
controla= 383,40 Kips
OK

Resistencia a Tensión= min 421,12 Kips

E. ELEMENTO 3-12

E.1 DISEÑO DE PERNOS

E.1.1 RESISTENCIA DEL PERNO POR CORTANTE

Fnt= 90
 $\phi b = 7/8$
 $\phi = 0,75$
Ab= 0,6013
 $\phi Rn = 40,59$ Kips

E.1.2 CARGA ULTIMA PARA DISEÑO

$\phi Pu = 124,10$ Kips

E.1.3 NUMERO DE PERNOS A UTILIZAR

N= 3,06
Nusar= 6 Dos hileras de 3 c/u

E.1.4 ESPACIO DEL PERNO AL BORDE

S= 1,31 plg
Susar= 1,50 plg

E.1.5 ESPACIO ENTRE PERNOS

S= 2,63 plg
Susar(v)= 9,50 plg
Susar(h)= 3,00 plg

E.1.6 LONGITUD DE LA PLACA

Lplacah= 9,00 plg

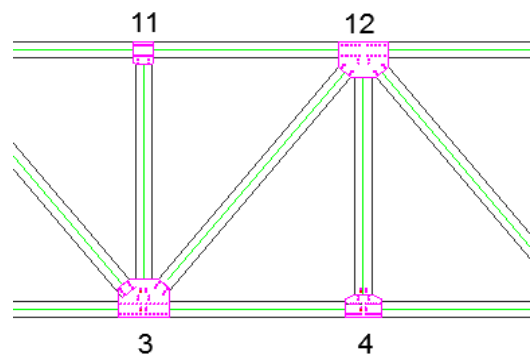


FIGURA Nº 60.e:

Conectores del nodo 3

De elementos 3-11

E.2 REVISIÒN DE LA RESISTENCIA DE LA CONEXIÒN

E.2.1 POR CORTE EN LOS TORNILLOS

$$\phi P_n = 243,53 \text{ Kips} > P_u = 124,10 \text{ Kips}$$

OK

E.2.2.POR APLASTAMIENTO EN EL MIEMBRO PRINCIPAL

E.2.2.1 AGUJEROS EXTREMOS

$$\begin{aligned} d' &= 15/16 \text{ plg} \\ L_e &= 1,50 \text{ plg} \\ L_{c1} &= 1,03 \text{ plg} \\ t &= 0,71 \text{ plg} \text{ tf de la armadura a conectar} \\ F_u &= 58,00 \text{ ksi} \\ \phi R_{nmin} &= 38,22 \text{ Kips} \\ \phi R_{nmin} &= 64,86 \text{ Kips} \\ \phi R_{nmincontrola} &= \mathbf{38,22 \text{ Kips}} \end{aligned}$$

E.2.2.2 AGUJEROS INTERIORES

$$\begin{aligned} d' &= 15/16 \text{ plg} \\ S &= 3,00 \text{ plg} \\ L_{c2} &= 2,06 \text{ plg} \\ t &= 0,71 \text{ plg} \\ F_u &= 58,00 \text{ ksi} \\ \phi R_{nmin} &= 76,44 \text{ Kips} \\ \phi R_{nmin} &= 64,86 \text{ Kips} \\ \phi R_{nmincontrola} &= \mathbf{64,86 \text{ Kips}} \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 335,874 \text{ Kips} > P_u = 124,10 \text{ Kips}$$

OK

E.2.3.POR APLASTAMIENTO EN PLACA DE CONEXIÒN

E.2.3.1 AGUJEROS EXTREMOS

d'=	15/16	plg
Le=	1,50	plg
Lc1=	1,03	plg
t=	0,38	plg
Fu=	58,00	ksi
$\phi Rnmin=$	20,19	Kips
$\phi Rnmin=$	34,26	Kips

$$\phi Rnmincontrola= 20,19 \text{ Kips}$$

E.2.3.2 AGUJEROS INTERIORES

d'=	15/16	plg
S=	3,00	plg
Lc2=	2,06	plg
t=	0,38	plg
Fu=	58,00	ksi
$\phi Rnmin=$	40,37	Kips
$\phi Rnmin=$	34,26	Kips

$$\phi Rnmincontrola= 34,26 \text{ Kips}$$

$$\phi Pn= 177,398 \text{ Kips} > Pu= 124,10 \text{ Kips}$$

OK

E.2.4.RESISTENCIA A TENSION DEL MIEMBRO PRINCIPAL

E.2.4.1 FLUENCIA

$\phi Pn=$	429,3
Fy=	36,00
Ag=	13,25

$$\phi Pn= 429,3 \text{ Kips} > Pu= 124,10 \text{ Kips}$$

OK

E.2.4.2 RUPTURA

$\phi P_n = 421,1184$
 $A_e = 9,680883$
 $A_n = 11,83$
 $d'' = 1$
 $U = 0,818333$
 $X = 1,09$ wt 7x45
 $L = 6,00$

$\phi P_n = 421,12$ Kips > $P_u = 124,10$ Kips
OK

E.2.4.3 CORTE DE BLOQUE

$A_{gv} = 10,65$
 $A_{nv} = 7,10$
 $A_{nt} = 6,04$
 $F_y * A_{gv} = 383,4$
 $F_u * A_{nv} = 411,8$
controla = 383,40 Kips
 $\phi P_n = 435,0525$ Kips > $P_u = 124,10$ Kips
OK

Resistencia a

Tensión = min 421,12 Kips

Después de hacer el análisis y diseño de conectores, se procedió a homogenizar la placa y pernos obteniendo el siguiente resultado como se observa en la figura.

Solo se mostrarán los cálculos del nodo 3 puesto a que el diseño para las otras conexiones lleva el mismo procedimiento que este, por lo que solo se mostrarán en los planos de estructuras.

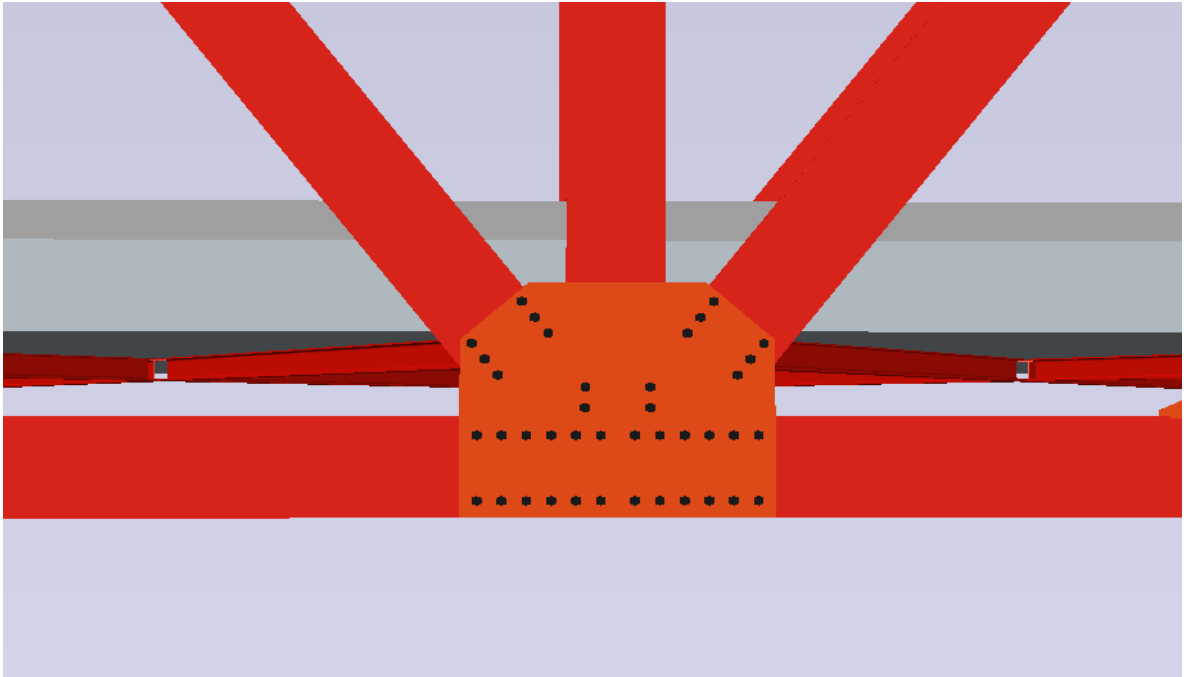


FIGURA N° 61: VISTA DE CONEXIONES DEL NODO 3

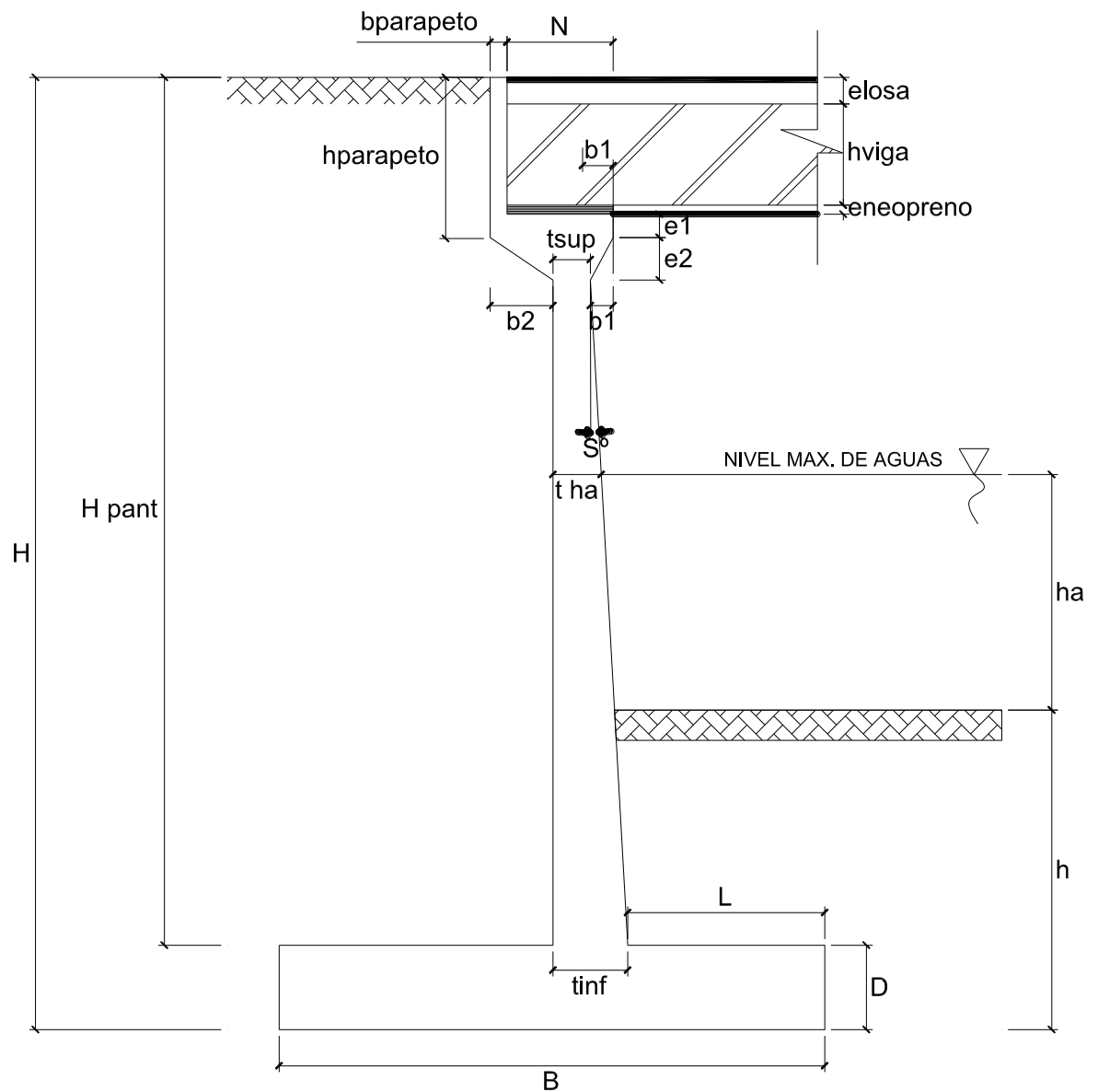
5.3.5 DISEÑO DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE

5.3.5.1 DISEÑO DEL ESTRIBO DERECHO

A. PREDIMENSIONAMIENTO

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	5,25 m	5,20 m	Dato
h	1,50 m	1,50 m	Dato
$B=0.6H$	3,15 m	7,50 m	Criterio
$D=0.1H$	0,53 m	0,60 m	Criterio
tsup	0,60 m	0,60 m	Valor mínimo
$t_{inf}=0.1H$	0,53 m	0,80 m	Criterio
$L=B/3$	1,05 m	1,20 m	Criterio
elosa	0,30 m	0,30 m	Dato
hvigas	0,71 m	0,71 m	Dato
eneopreno	0,20 m	0,20 m	Dato
hparapeto	1,20 m	1,20 m	elosa+hvigas+eneopreno
bparapeto	0,35 m	0,35 m	Asumido
e1	0,15 m	0,15 m	Asumido
e2	0,45 m	0,45 m	Asumido

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b1	0,20 m	0,20 m	Asumido
b2	0,20 m	0,20 m	Asumido
s°	4,32°	4,32°	Calculado
Nmínimo	0,27 m	--	Según Norma MTC
N	0,65 m	0,80 m	Calculado
ha	0,45 m	0,45 m	Dato
tha	0,70 m	0,70 m	Calculado
H pant	4,60 m	4,60 m	Calculado

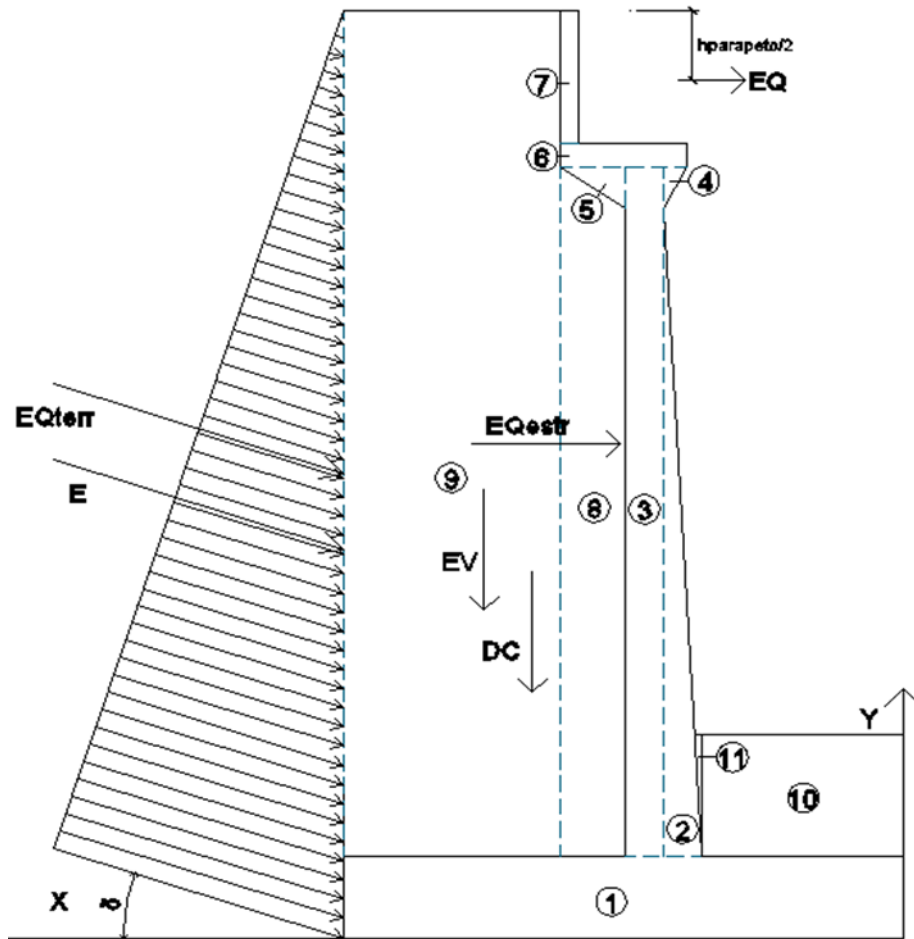


B. CASOS

B.1 CASO I

B.1.1 DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton}$
 $\gamma_m = 1,83 \text{ Ton}$
 $\phi = 29,80 \text{ Ton}$
 $A = 0,30 \text{ Ton}$
 $\% \text{ Impacto} = 0,33 \text{ Ton}$
 $q = 0,95 \text{ Ton}$



B.1.2 PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	4,50	10,80	3,75	40,50
2	1,95	4,67	1,70	7,95
3	0,28	0,67	1,33	0,89
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,05	0,11	1,33	0,14
5	0,05	0,11	2,07	0,22
6	0,17	0,41	1,78	0,73
7	0,42	1,01	2,18	2,20
Σ	--	17,79	--	52,64
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	0,60	1,11	2,10	2,32
9	24,38	44,62	4,85	216,38
10	1,08	1,98	0,60	1,19
11	0,07	0,12	1,25	0,16
Σ	--	47,82	--	220,05

$$DC = 17,79 \text{ Ton} \quad EV = 47,82 \text{ Ton}$$

$$x = 2,96 \text{ m} \quad x = 4,60 \text{ m}$$

B.1.3 PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH):

$$\delta = \phi/2 = 0^\circ$$

$$\gamma_m = 1,83 \text{ g/cm}^3$$

- Coeficiente de presión pasiva sísmica del terreno

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \phi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right]^2} \quad (3.8.3.7-5)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 0) \left[1 - \frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos(0 - 0 + 0) \cos(0 - 0)} \right]^2}$$

$$K_a = 0,3360$$

Empuje estático:

$$EH = \frac{1}{2} K_a H^2 \gamma_m \quad (3.8.3.7-4)$$

$$EH = \frac{1}{2} \times 0,336 \times 5,20^2 \times 1,83 \quad y = 1,73 \text{ m}$$

$$EH = 8,31 \text{ Ton} \quad x = 7,50 \text{ m}$$

B.1.4 ACCIÓN SÍSMICA (EQ):

- Acción sísmica del terreno

Coefficiente de presión activa sísmica del terreno

$$k_h = A/2 = 0,15$$

$$\theta = \arctan(k_h/(1-k_v)) \quad (3.8.3.7-3)$$

$$\theta = \arctan(0,15/(1-0))$$

$$\theta = 8,53^\circ$$

$$K_e = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + \beta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (3.8.3.7-2)$$

$$K_e = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_e = 0,4361$$

Empuje dinámico:

$$EQ = \frac{1}{2} (K_e - K_a) H^2 \gamma m \quad (3.8.3.7-1)$$

$$EQ = \frac{1}{2} (0,44 - 0,34) 5,2 * 1,83$$

$$EQ = 2,48 \text{ Ton}$$

$$y = 0,5 * H$$

$$y = 2,60 \text{ m}$$

$$x = 7,50 \text{ m}$$

Fuerza Inercial del Estribo

$$W = \text{Peso del estribo y terreno tributario} \quad 17,79 + 47,82 = 65,61 \text{ Tn/m}$$

YA= CG. De estribo y terreno tributario

$$YA = (11,41 * 1,83 + 18,94 * 2,74) / 30,35 = 4,16 \text{ m}$$

$$K_h = A/2 = 0,15$$

$$EQ = K_h * w = 9,84 \text{ Tn/m}$$

$$YA = 4,16 \text{ m}$$

B.1.5 COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	1,25	0,00	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	0,00	0,90	1,35	1,75	1,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	0,90	0,00	1,50	1,00	1,75	1,00	0,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	0,00	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	0,00	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	0,00	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00

B.1.6 ESTABILIDAD – CASO I

B.1.6.2 FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣF
RESISTENCIA 1	10,39	0,00	0,00	0,00	10,39
RESISTENCIA 1	10,39	0,00	0,00	0,00	10,39
RESISTENCIA 1	7,48	0,00	0,00	0,00	7,48
EVENT. EXTRE. 1	12,47	0,00	0,00	0,00	12,47
EVENT. EXTRE. 1	12,47	0,00	0,00	0,00	12,47
EVENT. EXTRE. 1	12,47	0,00	0,00	0,00	12,47

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	18,01	0,00	0,00	0,00	18,01
RESISTENCIA 1	18,01	0,00	0,00	0,00	18,01
RESISTENCIA 1	12,97	0,00	0,00	0,00	12,97
EVENT. EXTRE. 1	21,62	0,00	0,00	0,00	21,62
EVENT. EXTRE. 1	21,62	0,00	0,00	0,00	21,62
EVENT. EXTRE. 1	21,62	0,00	0,00	0,00	21,62

B.1.6.3 FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	22,23	0,00	0,00	0,00	0,00	64,56	0,00	0,00	86,79
RESISTENCIA 1	22,23	0,00	0,00	0,00	0,00	64,56	0,00	0,00	86,79
RESISTENCIA 1	16,01	0,00	0,00	0,00	0,00	47,82	0,00	0,00	63,83
EVENT. EXTRE. 1	22,23	0,00	0,00	0,00	0,00	64,56	0,00	0,00	86,79
EVENT. EXTRE. 1	22,23	0,00	0,00	0,00	0,00	64,56	0,00	0,00	86,79
EVENT. EXTRE. 1	16,01	0,00	0,00	0,00	0,00	64,56	0,00	0,00	80,57

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	65,80	0,00	0,00	0,00	0,00	297,06	0,00	0,00	362,87
RESISTENCIA 1	65,80	0,00	0,00	0,00	0,00	297,06	0,00	0,00	362,87
RESISTENCIA 1	47,38	0,00	0,00	0,00	0,00	220,05	0,00	0,00	267,43
EVENT. EXTRE. 1	65,80	0,00	0,00	0,00	0,00	297,06	0,00	0,00	362,87
EVENT. EXTRE. 1	65,80	0,00	0,00	0,00	0,00	297,06	0,00	0,00	362,87
EVENT. EXTRE. 1	47,38	0,00	0,00	0,00	0,00	297,06	0,00	0,00	344,44

B.1.6.4 ESTABILIDAD AL VOLTEO

- Estado límite de Resistencia

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e < B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 3/4 centrales ($e < 3/8 * B$),

$$e_{\text{máx}} = B/4$$

$$e_{\text{máx}} = 1,88 \text{ m}$$

- Estado límite de Evento Extremo I

Para valores de Y_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $Y_{EQ} = 0.5$, la interpolación señala el límite ($e < 11/30 * B$)

$$e_{\text{máx}} = 11/30 * B$$

$$e_{\text{máx}} = 2,75 \text{ m}$$

$$X_o = (M_{vu} - M_{hu}) / V_u$$

COMBINACION	Vu	Mvu	Mhu	Xo	e=I(B/2)-XoI	e _{máx}	CUMPLE
RESISTENCIA 1	86,79	362,87	18,01	3,973	0,223321697	1,88	SI
RESISTENCIA 1	86,79	362,87	18,01	3,973	0,223321697	1,88	SI
RESISTENCIA 1	63,83	267,43	12,97	3,986	0,236497837	1,88	SI
EVENT. EXTRE. 1	86,79	362,87	21,62	3,932	0,181812495	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	86,79	362,87	21,62	3,932	0,181812495	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	80,57	344,44	21,62	4,007	0,256926261	2,75	SI

B.1.6.5 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Con:

$$u = \operatorname{tg} \phi$$

$$u = \operatorname{tg}(29,8) = 0,57$$

$$\phi_T = 0,80, \text{ Estado Límite de Resistencia}$$

$$= 1,00, \text{ Estado Límite de Evento Extremo I}$$

COMBINACION	Vu	RESISTENTE	ACTUANTE	CUMPLE
		Ff= u ($\phi_t \times Vu$)	Hu	
RESISTENCIA 1	86,79	39,77	10,39	SI
RESISTENCIA 1	86,79	39,77	10,39	SI
RESISTENCIA 1	63,83	29,24	7,48	SI
EVENT. EXTRE. 1	86,79	49,71	12,47	SI
EVENT. EXTRE. 1	86,79	49,71	12,47	SI
EVENT. EXTRE. 1	80,57	46,14	12,47	SI

B.1.6.6 PRESIONES SOBRE EL SUELO

Capacidad de Carga Factorizada del Terreno(qR)

- Estado límite de Resistencia

Con $\phi_b = 0,45$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n \quad (3.8.3.6.c-5)$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 0,45 \times (3 \times 3,84) = 5,184 \text{ Kg/cm}^2$$

- Estado límite de Eventos Extremos I

Con $\phi_b = 1,00$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n \quad (3.8.3.6.c-5)$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 1,00 \times (3 \times 3,84) = 11,52 \text{ Kg/cm}^2$$

COMBINACION	Vu	Mvu	Mhu	Xo	e	q= Vu/(B-2e)	CUMPLE
RESISTENCIA 1	86,79	362,87	18,01	3,973	0,223	1,23	SI
RESISTENCIA 1	86,79	362,87	18,01	3,973	0,223	1,23	SI
RESISTENCIA 1	63,83	267,43	12,97	3,986	0,236	0,91	SI
EVENT. EXTRE. 1	86,79	362,87	21,62	3,932	0,182	1,22	SI
EVENT. EXTRE. 1	86,79	362,87	21,62	3,932	0,182	1,22	SI
EVENT. EXTRE. 1	80,57	344,44	21,62	4,007	0,257	1,15	SI

B.2 CASO II

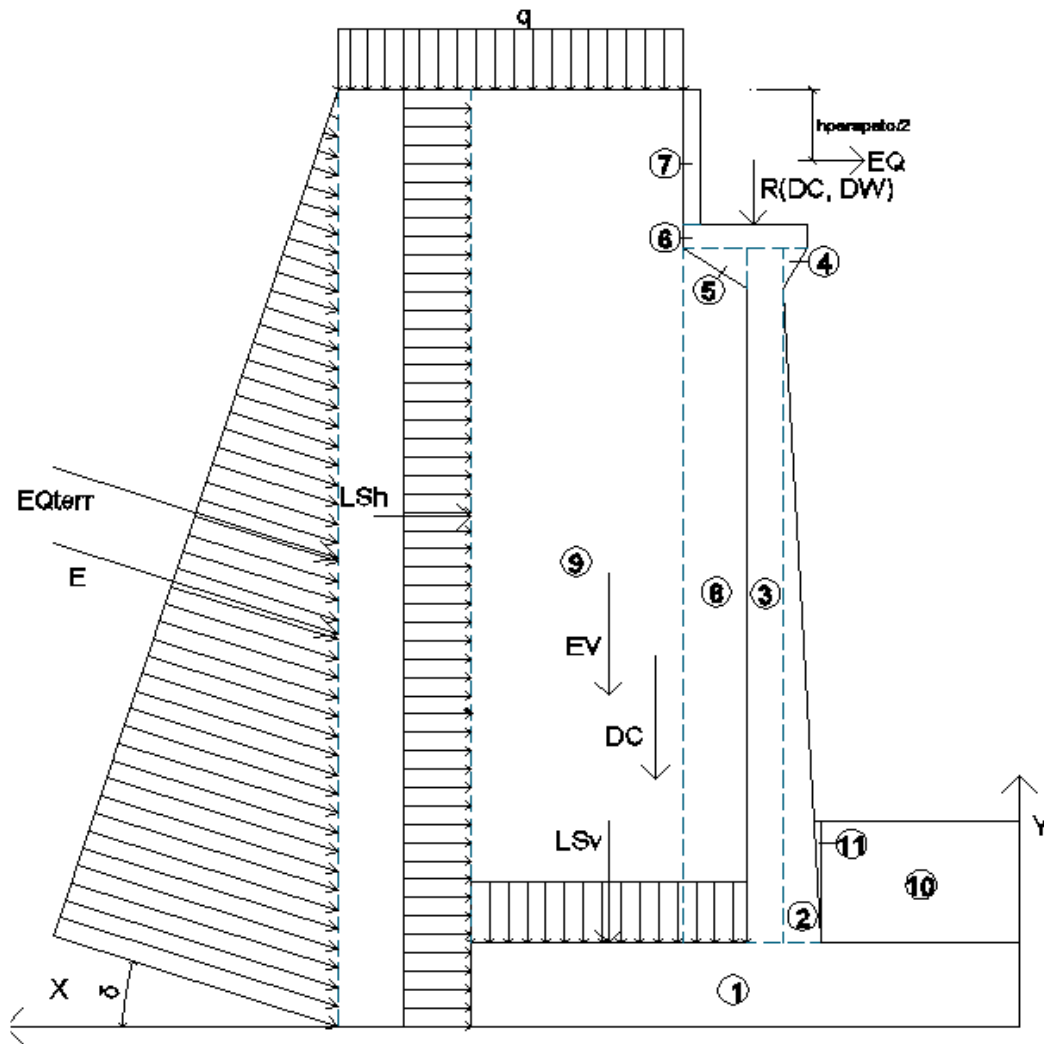
B.2.1 DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 1,83 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 29,8^\circ$
 $A = 0,30$
 $\% \text{ Impacto} = 33,00\%$
 $q = 0,95 \text{ Ton/m}$

Reacciones debido a:

$R(\text{DC}) = 93,76 \text{ Ton}$

$R(\text{DW}) = 27,15 \text{ Ton}$



B.2.2 PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	4,50	10,80	3,75	40,50
2	1,95	4,67	1,70	7,95
3	0,28	0,67	1,33	0,89
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,05	0,11	1,33	0,14
5	0,05	0,11	2,07	0,22
6	0,17	0,41	1,78	0,73
7	0,42	1,01	2,18	2,20
Σ	--	17,79	--	52,64
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	0,60	1,11	2,10	2,32
9	24,38	44,62	4,85	216,38
10	1,08	1,98	0,60	1,19
11	0,07	0,12	1,25	0,16
Σ	--	47,82	--	220,05

$$DC = 17,79 \text{ Ton} \quad EV = 47,82 \text{ Ton}$$

$$x = 2,96 \text{ m} \quad x = 4,60 \text{ m}$$

B.2.3 PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH):

$$\delta = \phi/2 = 0^\circ$$

$$\gamma_m = 1,83 \text{ g/cm}^3$$

- Coeficiente de presión pasiva sísmica del terreno

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.8.3.7-5)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 0) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos(0 - 0 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0,3360$$

Empuje estático:

$$EH = \frac{1}{2} K_a H^2 \gamma_m \quad (3.8.3.7-4)$$

$$EH = \frac{1}{2} \times 0,336 \times 5,20^2 \times 1,83 \quad y = 1,73 \text{ m}$$

$$EH = 8,31 \text{ Ton} \quad x = 7,50 \text{ m}$$

B.2.4 ACCIÓN SÍSMICA (EQ):

- Acción sísmica del terreno

Coeficiente de presión activa sísmica del terreno

$$k_h = A/2 = 0,15$$

$$\theta = \arctan(k_h/(1-k_v)) \quad (3.8.3.7-3)$$

$$\theta = \arctan(0,15/(1-0))$$

$$\theta = 8,53^\circ$$

$$K_e = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.8.3.7-2)$$

$$K_e = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \cos(0 - 0)}} \right]}$$

$$K_e = 0,4361$$

Empuje dinámico:

$$EQ = \frac{1}{2} (K_e - K_a) H^2 \gamma m \quad (3.8.3.7-1)$$

$$EQ = \frac{1}{2} (0,44 - 0,34) 5,2 * 1,83$$

$$EQ = 2,48 \text{ Ton}$$

$$y = 0,5 * H$$

$$y = 2,60 \text{ m}$$

$$x = 7,50 \text{ m}$$

- Acción sísmica por superestructura

$$EQ = PDC + DW \times A \times S$$

$$EQ = 120,91 \times 0,3 \times 1,2$$

$$EQ = 4,27 \text{ Ton}$$

$$y = 4,60 \text{ m}$$

- Fuerza Inercial del Estribo

$$W = \text{Peso del estribo y terreno tributario} \quad 17,79 + 47,82 = 65,61 \text{ Tn/m}$$

YA = CG. De estribo y terreno tributario

$$YA = (11,41 \times 1,83 + 18,94 \times 2,74) / 30,35 = 4,16 \text{ m}$$

$$K_h = A/2 = 0,15$$

$$EQ = K_h \times w = 0,15 \times 30,35 = 9,84 \text{ Tn/m}$$

$$YA = 4,16 \text{ m}$$

B.2.5 PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

$$DC= 9,19 \text{ Ton/m}$$

$$x= 1,60 \text{ m}$$

B.2.6 PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

$$DW= 2,66 \text{ Ton/m}$$

$$x= 1,60 \text{ m}$$

B.2.7 SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro.

Altura del estribo (m)	h_{eq} (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

Interpolando:

$$heq= 0,68$$

- Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$p_H= heq \times \gamma_m \times K_a$$

$$p_H= 0,68 \times 1,83 \times 0,336$$

$$p_H= 0,42 \text{ Ton/m}$$

$$L_{SH}= H \times p_H$$

$$L_{SH}= 5,20 \times 0,42$$

$$L_{SH}= 2,17 \text{ Ton}$$

$$y= 2,60 \text{ m}$$

- Componente vertical de la sobrecarga por carga viva
Terreno equivalente extendido en 1,80m del talón del estribo

$$L_{Sv}= L_{\text{talón}} \times heq \times \gamma_m$$

$$L_{Sv}= 1,80 \times 0,68 \times 1,83$$

$$L_{Sv}= 2,24 \text{ Ton}$$

$$x= 6,60 \text{ m}$$

B.2.7 COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	0,90	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,00	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	0,90	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,00	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,00	1,50	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,00	1,50	1,00	1,00	1,30	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,00	1,50	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00

B.2.9 ESTABILIDAD – CASO II

B.2.8.1 DATOS PREVIOS

$$F.S.= 3,00 \quad \sigma_{adm}= 3,84 \text{ Kg/cm}^2$$

B.2.9.2 FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)							
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQ _{estr}	nΣF
RESISTENCIA 1	12,47	3,81	0,00	0,00	0,00	0,00	16,28
RESISTENCIA 1	7,48	3,81	0,00	0,00	0,00	0,00	11,29
RESISTENCIA 1	12,47	3,81	0,00	0,00	0,00	0,00	16,28
RESISTENCIA 1	12,47	3,81	0,00	0,00	0,00	0,00	16,28
RESISTENCIA 1	7,48	3,81	0,00	0,00	0,00	0,00	11,29
RESISTENCIA 1	12,47	3,81	0,00	0,00	0,00	0,00	16,28
RESISTENCIA 1	8,31	2,17	0,00	0,00	0,00	0,00	10,49
RESISTENCIA 1	8,31	2,83	0,00	0,00	0,00	0,00	11,14
RESISTENCIA 1	8,31	2,17	0,00	0,00	0,00	0,00	10,49
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	4,27	9,84	25,15
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	4,27	9,84	25,15
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	4,27	9,84	25,15
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	4,27	9,84	25,15
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	4,27	9,84	25,15
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	4,27	9,84	25,15
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	4,27	9,84	25,15
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	4,27	9,84	25,15
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	4,27	9,84	25,15

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)							
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQ _{estr}	nΣM
RESISTENCIA 1	21,62	9,89	0,00	0,00	0,00	0,00	31,51
RESISTENCIA 1	12,97	9,89	0,00	0,00	0,00	0,00	22,86
RESISTENCIA 1	21,62	9,89	0,00	0,00	0,00	0,00	31,51
RESISTENCIA 1	21,62	9,89	0,00	0,00	0,00	0,00	31,51
RESISTENCIA 1	12,97	9,89	0,00	0,00	0,00	0,00	22,86
RESISTENCIA 1	21,62	9,89	0,00	0,00	0,00	0,00	31,51
RESISTENCIA 1	14,41	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00	20,06
RESISTENCIA 1	14,41	7,35	0,00	0,00	0,00	0,00	21,76
RESISTENCIA 1	14,41	5,65	0,00	0,00	0,00	0,00	20,06
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	19,62	40,90	82,76
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	19,62	40,90	82,76
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	19,62	40,90	82,76
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	19,62	40,90	82,76
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	19,62	40,90	82,76
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	19,62	40,90	82,76
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	19,62	40,90	82,76
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	19,62	40,90	82,76
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	19,62	40,90	82,76

B.2.9.3 FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	11,49	3,99	0,00	0,00	0,00	64,56	3,92	0,00	83,96
RESISTENCIA 1	11,49	3,99	0,00	0,00	0,00	64,56	3,92	0,00	83,96
RESISTENCIA 1	8,27	3,99	0,00	0,00	0,00	47,82	3,92	0,00	64,01
RESISTENCIA 1	11,49	3,99	0,00	0,00	0,00	64,56	3,92	0,00	83,96
RESISTENCIA 1	11,49	3,99	0,00	0,00	0,00	64,56	3,92	0,00	83,96
RESISTENCIA 1	8,27	3,99	0,00	0,00	0,00	47,82	3,92	0,00	64,01
RESISTENCIA 1	9,19	3,99	0,00	0,00	0,00	47,82	2,24	0,00	63,25
RESISTENCIA 1	9,19	3,99	0,00	0,00	0,00	47,82	2,91	0,00	63,92
RESISTENCIA 1	9,19	3,99	0,00	0,00	0,00	47,82	0,00	0,00	61,01
EVENT. EXTRE. 1	11,49	3,99	0,00	0,00	0,00	64,56	1,12	0,00	81,16
EVENT. EXTRE. 1	8,27	3,99	0,00	0,00	0,00	64,56	1,12	0,00	77,94
EVENT. EXTRE. 1	11,49	3,99	0,00	0,00	0,00	47,82	1,12	0,00	64,42
EVENT. EXTRE. 1	8,27	3,99	0,00	0,00	0,00	47,82	1,12	0,00	61,21
EVENT. EXTRE. 1	11,49	3,99	0,00	0,00	0,00	64,56	1,12	0,00	81,16
EVENT. EXTRE. 1	11,49	3,99	0,00	0,00	0,00	47,82	1,12	0,00	64,42
EVENT. EXTRE. 1	8,27	3,99	0,00	0,00	0,00	64,56	1,12	0,00	77,94
EVENT. EXTRE. 1	8,27	3,99	0,00	0,00	0,00	47,82	1,12	0,00	61,21

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	18,38	6,39	0,00	0,00	0,00	297,06	25,87	0,00	347,71
RESISTENCIA 1	18,38	6,39	0,00	0,00	0,00	297,06	25,87	0,00	347,71
RESISTENCIA 1	13,24	6,39	0,00	0,00	0,00	220,05	25,87	0,00	265,54
RESISTENCIA 1	18,38	6,39	0,00	0,00	0,00	297,06	25,87	0,00	347,71
RESISTENCIA 1	18,38	6,39	0,00	0,00	0,00	297,06	25,87	0,00	347,71
RESISTENCIA 1	13,24	6,39	0,00	0,00	0,00	220,05	25,87	0,00	265,54
RESISTENCIA 1	14,71	6,39	0,00	0,00	0,00	220,05	14,78	0,00	255,93
RESISTENCIA 1	14,71	6,39	0,00	0,00	0,00	220,05	19,22	0,00	260,36
RESISTENCIA 1	14,71	6,39	0,00	0,00	0,00	220,05	0,00	0,00	241,14
EVENT. EXTRE. 1	18,38	6,39	0,00	0,00	0,00	297,06	7,39	0,00	329,23
EVENT. EXTRE. 1	13,24	6,39	0,00	0,00	0,00	297,06	7,39	0,00	324,08
EVENT. EXTRE. 1	18,38	6,39	0,00	0,00	0,00	220,05	7,39	0,00	252,21
EVENT. EXTRE. 1	13,24	6,39	0,00	0,00	0,00	220,05	7,39	0,00	247,06
EVENT. EXTRE. 1	18,38	6,39	0,00	0,00	0,00	297,06	7,39	0,00	329,23
EVENT. EXTRE. 1	18,38	6,39	0,00	0,00	0,00	220,05	7,39	0,00	252,21
EVENT. EXTRE. 1	13,24	6,39	0,00	0,00	0,00	297,06	7,39	0,00	324,08
EVENT. EXTRE. 1	13,24	6,39	0,00	0,00	0,00	220,05	7,39	0,00	247,06

B.2.9.4 ESTABILIDAD AL VOLTEO

- Estado límite de Resistencia

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e < B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 3/4 centrales ($e < 3/8 * B$),

$$e_{\text{máx}} = B/4$$

$$e_{\text{máx}} = 1,88 \text{ m}$$

- Estado límite de Evento Extremo I

Para valores de Y_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $Y_{EQ} = 0.5$, la interpolación señala el límite ($e < 11/30 * B$)

$$e_{\text{máx}} = 11/30 * B$$

$$e_{\text{máx}} = 2,75 \text{ m}$$

$$X_o = (M_{vu} - M_{hu}) / V_u$$

COMBINACION	Vu	Mvu	Mhu	Xo	$e = B/2 - X_o $	$e_{\text{máx}}$	CUMPLE
RESISTENCIA 1	83,96	347,71	31,51	3,766	0,015985185	1,88	SI
RESISTENCIA 1	83,96	347,71	22,86	3,869	0,118966283	1,88	SI
RESISTENCIA 1	64,01	265,54	31,51	3,656	0,093607089	1,88	SI
RESISTENCIA 1	83,96	347,71	31,51	3,766	0,015985185	1,88	SI
RESISTENCIA 1	83,96	347,71	22,86	3,869	0,118966283	1,88	SI
RESISTENCIA 1	64,01	265,54	31,51	3,656	0,093607089	1,88	SI
RESISTENCIA 1	63,25	255,93	20,06	3,729	0,020715411	1,88	SI
RESISTENCIA 1	63,92	260,36	21,76	3,733	0,017069802	1,88	SI
RESISTENCIA 1	61,01	241,14	20,06	3,624	0,126117833	1,88	SI
EVENT. EXTRE. 1	81,16	329,23	82,76	3,037	0,713200443	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	77,94	324,08	82,76	3,096	0,653894607	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	64,42	252,21	82,76	2,63	1,119694896	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	61,21	247,06	82,76	2,684	1,065538153	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	81,16	329,23	82,76	3,037	0,713200443	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	64,42	252,21	82,76	2,63	1,119694896	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	77,94	324,08	82,76	3,096	0,653894607	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	61,21	247,06	82,76	2,684	1,065538153	2,75	SI

B.2.9.5 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Con:

$$u = \text{tg } \phi$$

$$u = \text{tg}(29,8) = 0,57$$

$$\phi_T = 0,80, \text{ Estado Límite de Resistencia}$$

$$= 1,00, \text{ Estado Límite de Evento Extremo I}$$

COMBINACION	Vu	RESISTENTE	ACTUANTE	CUMPLE
		Ff= u ($\phi T \times Vu$)	Hu	
RESISTENCIA 1	83,96	38,47	16,28	SI
RESISTENCIA 1	83,96	38,47	11,29	SI
RESISTENCIA 1	64,01	29,33	16,28	SI
RESISTENCIA 1	83,96	38,47	16,28	SI
RESISTENCIA 1	83,96	38,47	11,29	SI
RESISTENCIA 1	64,01	29,33	16,28	SI
RESISTENCIA 1	63,25	28,98	10,49	SI
RESISTENCIA 1	63,92	29,28	11,14	SI
RESISTENCIA 1	61,01	27,95	10,49	SI
EVENT. EXTRE. 1	81,16	37,19	25,15	SI
EVENT. EXTRE. 1	77,94	35,71	25,15	SI
EVENT. EXTRE. 1	64,42	29,52	25,15	SI
EVENT. EXTRE. 1	61,21	29,44	25,15	SI
EVENT. EXTRE. 1	81,16	37,19	25,15	SI
EVENT. EXTRE. 1	64,42	29,52	25,15	SI
EVENT. EXTRE. 1	77,94	35,71	25,15	SI
EVENT. EXTRE. 1	61,21	29,44	25,15	SI

B.2.9.6 PRESIONES SOBRE EL SUELO

Capacidad de Carga Factorizada del Terreno(qR)

- Estado límite de Resistencia

Con $\phi_b = 0,45$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n \quad (3.8.3.6.c-5)$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 0,45 \times (3 \times 3,84) = 5,184 \text{ Kg/cm}^2$$

- Estado límite de Eventos Extremos I

Con $\phi_b = 1,00$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n \quad (3.8.3.6.c-5)$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 1,00 \times (3 \times 3,84) = 11,52 \text{ Kg/cm}^2$$

COMBINACION	Vu	Mvu	Mhu	Xo	e	q= Vu/(B-2e)	CUMPLE
RESISTENCIA 1	83,96	347,71	31,51	3,766	0,016	1,12	SI
RESISTENCIA 1	83,96	347,71	22,86	3,869	0,119	1,16	SI
RESISTENCIA 1	64,01	265,54	31,51	3,656	0,094	0,88	SI
RESISTENCIA 1	83,96	347,71	31,51	3,766	0,016	1,12	SI
RESISTENCIA 1	83,96	347,71	22,86	3,869	0,119	1,16	SI

RESISTENCIA 1	64,01	265,54	31,51	3,656	0,094	0,88	SI
RESISTENCIA 1	63,25	255,93	20,06	3,729	0,021	0,85	SI
RESISTENCIA 1	63,92	260,36	21,76	3,733	0,017	0,86	SI
RESISTENCIA 1	61,01	241,14	20,06	3,624	0,126	0,84	SI
EVENT. EXTRE. 1	81,16	329,23	82,76	3,037	0,713	1,34	SI
EVENT. EXTRE. 1	77,94	324,08	82,76	3,096	0,654	1,26	SI
EVENT. EXTRE. 1	64,42	252,21	82,76	2,63	1,12	1,22	SI
EVENT. EXTRE. 1	61,21	247,06	82,76	2,684	1,066	1,14	SI
EVENT. EXTRE. 1	81,16	329,23	82,76	3,037	0,713	1,34	SI
EVENT. EXTRE. 1	64,42	252,21	82,76	2,63	1,12	1,22	SI
EVENT. EXTRE. 1	77,94	324,08	82,76	3,096	0,654	1,26	SI
EVENT. EXTRE. 1	61,21	247,06	82,76	2,684	1,066	1,14	SI

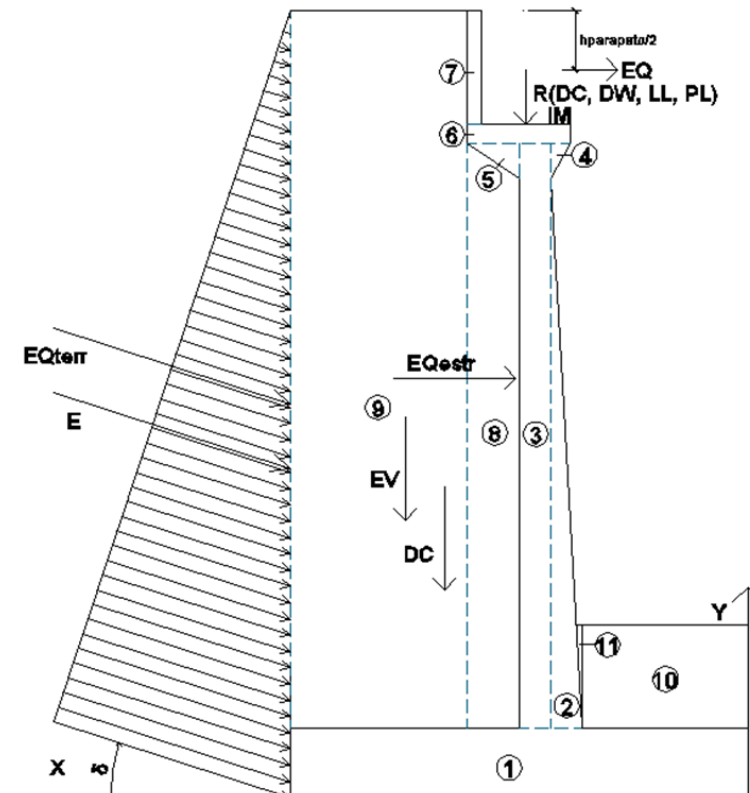
B.3 CASO III

B.3.1 DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 1,83 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 29,8^\circ$
 $A = 0,30$
 $\% \text{ Impacto} = 33,00\%$
 $q = 0,95 \text{ Ton/m}$

Reacciones debido a:

$R(\text{DC}) = 93,76 \text{ Ton}$
 $R(\text{DW}) = 27,15 \text{ Ton}$
 $R(\text{LL}) = 29,41 \text{ Ton}$
 $R(\text{PL}) = 8,61 \text{ Ton}$



B.3.2 PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	4,50	10,80	3,75	40,50
2	1,95	4,67	1,70	7,95
3	0,28	0,67	1,33	0,89
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,05	0,11	1,33	0,14
5	0,05	0,11	2,07	0,22
6	0,17	0,41	1,78	0,73
7	0,42	1,01	2,18	2,20
Σ	--	17,79	--	52,64
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	0,60	1,11	2,10	2,32
9	24,38	44,62	4,85	216,38
10	1,08	1,98	0,60	1,19
11	0,07	0,12	1,25	0,16
Σ	--	47,82	--	220,05

$$DC = 17,79 \text{ Ton}$$

$$x = 2,96 \text{ m}$$

$$EV = 47,82 \text{ Ton}$$

$$x = 4,60 \text{ m}$$

B.3.3 PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH):

$$\delta = \phi/2 = 0^\circ$$

$$\gamma_m = 1,83 \text{ g/cm}^3$$

- Coeficiente de presión pasiva sísmica del terreno

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right]^2} \quad (3.8.3.7-5)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 0) \left[1 - \frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos(0 - 0 + 0) \cos(0 - 0)} \right]^2}$$

$$K_a = 0,3360$$

Empuje estático:

$$EH = \frac{1}{2} K_a H^2 \gamma_m \quad (3.8.3.7-4)$$

$$EH = \frac{1}{2} \times 0,336 \times 5,20^2 \times 1,83$$

$$EH = 8,31 \text{ Ton}$$

$$y = 1,73 \text{ m}$$

$$x = 7,50 \text{ m}$$

B.3.4 ACCIÓN SÍSMICA (EQ):

- Acción sísmica del terreno

Coefficiente de presión activa sísmica del terreno

$$k_h = A/2 = 0,15$$

$$\theta = \arctan(k_h/(1-k_v)) \quad (3.8.3.7-3)$$

$$\theta = \arctan(0,15/(1-0))$$

$$\theta = 8,53^\circ$$

$$K_e = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.8.3.7-2)$$

$$K_e = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_e = 0,4361$$

Empuje dinámico:

$$EQ = \frac{1}{2} (K_e - K_a) H^2 \gamma m \quad (3.8.3.7-1)$$

$$EQ = \frac{1}{2} (0,44 - 0,34) 5,2 * 1,83$$

$$EQ = 2,48 \text{ Ton}$$

$$y = 0,5 * H$$

$$y = 2,60 \text{ m}$$

$$x = 7,50 \text{ m}$$

- Acción sísmica por superestructura

$$EQ = PDC + DW \times A \times S$$

$$EQ = 120,91 \times 0,3 \times 1,2$$

$$EQ = 4,27 \text{ Ton}$$

$$y = 4,60 \text{ m}$$

- Fuerza Inercial del Estribo

$$W = \text{Peso del estribo y terreno tributario} \quad 17,79 \quad + \quad 47,82 \quad = \quad 65,61 \text{ Tn/m}$$

YA = CG. De estribo y terreno tributario

$$YA = (11,41 \times 1,83 + 18,94 \times 2,74) / 30,35 = 4,16 \text{ m}$$

$$K_h = A/2 = 0,15$$

$$EQ = K_h \times w : 0,15 \times 30,35 \quad 9,84 \text{ Tn/m}$$

$$YA = 4,16 \text{ m}$$

B.3.5 PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

$$\begin{aligned} DC &= 9,19 \text{ Ton/m} \\ x &= 1,60 \text{ m} \end{aligned}$$

B.3.6 PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

$$\begin{aligned} DW &= 2,66 \text{ Ton/m} \\ x &= 1,60 \text{ m} \end{aligned}$$

B.3.7 SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro.

Altura del estribo (m)	h_{ea} (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

Interpolando

:

$$heq = 0,68$$

- Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$p_H = heq \times \gamma_m \times K_a$$

$$p_H = 0,68 \times 1,83 \times 0,336$$

$$p_H = 0,42 \text{ Ton/m}$$

$$L_{SH} = H \times p_H$$

$$L_{SH} = 5,20 \times 0,42$$

$$L_{SH} = 2,17 \text{ Ton}$$

$$y = 2,60 \text{ m}$$

- Componente vertical de la sobrecarga por carga viva

Terreno equivalente extendido en 1,80m del talón del estribo

$$L_{Sv} = L_{\text{talón}} \times heq \times \gamma_m$$

$$L_{Sv} = 1,80 \times 0,68 \times 1,83$$

$$L_{Sv} = 2,24 \text{ Ton}$$

$$x = 6,60 \text{ m}$$

B.3.8 FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

De acuerdo con las Especificaciones, la fuerza de frenado será la mayor de:

- 25% de los pesos por eje de camión o tandem de diseño
- 5% del camión o tandem de diseño más la carga de carril

$$\begin{aligned}BR1 &= 0,25 \times 32,59 \times 2 \times 1 = 16,30 \text{ Ton} \\BR2 &= 0,25 \times 22,4 \times 2 \times 1 = 11,20 \text{ Ton} \\BR3 &= 0,05 \times (32,59 + (80) \times 0,95) \times 2 = 10,86 \text{ Ton} \\BR4 &= 0,05 \times (22,4 + (80) \times 0,95) \times 2 = 9,84 \text{ Ton}\end{aligned}$$

Luego, la fuerza de frenado será: 16,30T, aplicada a 1,80m sobre la superficie de calzada. La fuerza 16,30 es dividida entre 10,20 para sacar el BR para 1m

$$\begin{aligned}BR &= 1,60 \text{ Ton/m} \\y &= 7,00 \text{ m}\end{aligned}$$

B.3.9 CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

$$\begin{aligned}LL &= 2,88 \text{ Ton/m} \\x &= 1,60 \text{ m}\end{aligned}$$

B.3.10 CARGA DE IMPACTO (IM):

$$\begin{aligned}IM &= 0,95 \text{ Ton/m} \\x &= 1,60 \text{ m}\end{aligned}$$

B.3.11 PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (PL):

$$\begin{aligned}PL &= 0,84 \text{ Ton/m} \\x &= 1,60 \text{ m}\end{aligned}$$

B.3.12 COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	0,90	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,00	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,35	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	0,90	1,35	1,35	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,00	1,35	0,00	0,00	1,00

RESISTENCIA 1	1,00	1,50	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,00	1,50	1,00	1,00	1,35	0,00	0,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00

B.3.13 ESTABILIDAD – CASO III

B.3.13.2 FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)							
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQ _{estr}	nΣF
RESISTENCIA 1	12,47	0,00	2,80	0,00	0,00	0,00	15,27
RESISTENCIA 1	7,48	0,00	2,80	0,00	0,00	0,00	10,28
RESISTENCIA 1	12,47	0,00	2,80	0,00	0,00	0,00	15,27
RESISTENCIA 1	12,47	0,00	2,16	0,00	0,00	0,00	14,63
RESISTENCIA 1	7,48	0,00	2,16	0,00	0,00	0,00	9,64
RESISTENCIA 1	12,47	0,00	2,16	0,00	0,00	0,00	14,63
RESISTENCIA 1	8,31	0,00	1,60	0,00	0,00	0,00	9,91
RESISTENCIA 1	8,31	0,00	2,16	0,00	0,00	0,00	10,47
EVENT. EXTRE. 1	7,48	0,00	0,80	2,48	4,27	9,84	24,87
EVENT. EXTRE. 1	7,48	0,00	0,80	2,48	4,27	9,84	24,87
EVENT. EXTRE. 1	7,48	0,00	0,80	2,48	4,27	9,84	24,87
EVENT. EXTRE. 1	7,48	0,00	0,80	2,48	4,27	9,84	24,87
EVENT. EXTRE. 1	7,48	0,00	0,80	2,48	4,27	9,84	24,87
EVENT. EXTRE. 1	7,48	0,00	0,80	2,48	4,27	9,84	24,87
EVENT. EXTRE. 1	7,48	0,00	0,80	2,48	4,27	9,84	24,87
EVENT. EXTRE. 1	7,48	0,00	0,80	2,48	4,27	9,84	24,87

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)							
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQ _{estr}	nΣM
RESISTENCIA 1	21,62	0,00	19,57	0,00	0,00	0,00	41,19
RESISTENCIA 1	12,97	0,00	19,57	0,00	0,00	0,00	32,54
RESISTENCIA 1	21,62	0,00	19,57	0,00	0,00	0,00	41,19

RESISTENCIA 1	21,62	0,00	15,10	0,00	0,00	0,00	36,71
RESISTENCIA 1	12,97	0,00	15,10	0,00	0,00	0,00	28,07
RESISTENCIA 1	21,62	0,00	15,10	0,00	0,00	0,00	36,71
RESISTENCIA 1	14,41	0,00	11,18	0,00	0,00	0,00	25,59
RESISTENCIA 1	14,41	0,00	15,10	0,00	0,00	0,00	29,51
EVENT. EXTRE. 1	12,97	0,00	5,59	6,44	19,62	40,90	85,52
EVENT. EXTRE. 1	12,97	0,00	5,59	6,44	19,62	40,90	85,52
EVENT. EXTRE. 1	12,97	0,00	5,59	6,44	19,62	40,90	85,52
EVENT. EXTRE. 1	12,97	0,00	5,59	6,44	19,62	40,90	85,52
EVENT. EXTRE. 1	12,97	0,00	5,59	6,44	19,62	40,90	85,52
EVENT. EXTRE. 1	12,97	0,00	5,59	6,44	19,62	40,90	85,52
EVENT. EXTRE. 1	12,97	0,00	5,59	6,44	19,62	40,90	85,52
EVENT. EXTRE. 1	12,97	0,00	5,59	6,44	19,62	40,90	85,52
EVENT. EXTRE. 1	12,97	0,00	5,59	6,44	19,62	40,90	85,52

B.3.13.3 FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	11,49	3,99	5,05	1,67	1,48	64,56	0,00	0,00	88,23
RESISTENCIA 1	11,49	3,99	5,05	1,67	1,48	64,56	0,00	0,00	88,23
RESISTENCIA 1	8,27	3,99	5,05	1,67	1,48	47,82	0,00	0,00	68,27
RESISTENCIA 1	11,49	3,99	3,89	1,28	1,14	64,56	0,00	0,00	86,36
RESISTENCIA 1	11,49	3,99	3,89	1,28	1,14	64,56	0,00	0,00	86,36
RESISTENCIA 1	8,27	3,99	3,89	1,28	1,14	47,82	0,00	0,00	66,40
RESISTENCIA 1	9,19	3,99	2,88	0,95	0,84	47,82	0,00	0,00	65,68
RESISTENCIA 1	9,19	3,99	3,89	1,28	1,14	47,82	0,00	0,00	67,32
EVENT. EXTRE. 1	11,49	3,99	1,44	0,48	0,42	64,56	0,00	0,00	82,38
EVENT. EXTRE. 1	8,27	3,99	1,44	0,48	0,42	64,56	0,00	0,00	79,16
EVENT. EXTRE. 1	11,49	3,99	1,44	0,48	0,42	47,82	0,00	0,00	65,64
EVENT. EXTRE. 1	8,27	3,99	1,44	0,48	0,42	47,82	0,00	0,00	62,43
EVENT. EXTRE. 1	11,49	3,99	1,44	0,48	0,42	64,56	0,00	0,00	82,38
EVENT. EXTRE. 1	11,49	3,99	1,44	0,48	0,42	47,82	0,00	0,00	65,64
EVENT. EXTRE. 1	8,27	3,99	1,44	0,48	0,42	64,56	0,00	0,00	79,16
EVENT. EXTRE. 1	8,27	3,99	1,44	0,48	0,42	47,82	0,00	0,00	62,43

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	18,38	6,39	8,07	2,66	2,36	297,06	0,00	0,00	334,94
RESISTENCIA 1	18,38	6,39	8,07	2,66	2,36	297,06	0,00	0,00	334,94
RESISTENCIA 1	13,24	6,39	8,07	2,66	2,36	220,05	0,00	0,00	252,77
RESISTENCIA 1	18,38	6,39	6,23	2,06	1,82	297,06	0,00	0,00	331,94
RESISTENCIA 1	18,38	6,39	6,23	2,06	1,82	297,06	0,00	0,00	331,94

RESISTENCIA 1	13,24	6,39	6,23	2,06	1,82	220,05	0,00	0,00	249,78
RESISTENCIA 1	14,71	6,39	4,61	1,52	1,35	220,05	0,00	0,00	248,63
RESISTENCIA 1	14,71	6,39	6,23	2,06	1,82	220,05	0,00	0,00	251,25
EVENT. EXTRE. 1	18,38	6,39	2,31	0,76	0,68	297,06	0,00	0,00	325,58
EVENT. EXTRE. 1	13,24	6,39	2,31	0,76	0,68	297,06	0,00	0,00	320,43
EVENT. EXTRE. 1	18,38	6,39	2,31	0,76	0,68	220,05	0,00	0,00	248,56
EVENT. EXTRE. 1	13,24	6,39	2,31	0,76	0,68	220,05	0,00	0,00	243,41
EVENT. EXTRE. 1	18,38	6,39	2,31	0,76	0,68	297,06	0,00	0,00	325,58
EVENT. EXTRE. 1	18,38	6,39	2,31	0,76	0,68	220,05	0,00	0,00	248,56
EVENT. EXTRE. 1	13,24	6,39	2,31	0,76	0,68	297,06	0,00	0,00	320,43
EVENT. EXTRE. 1	13,24	6,39	2,31	0,76	0,68	220,05	0,00	0,00	243,41

B.3.13.4 ESTABILIDAD AL VOLTEO

- Estado límite de Resistencia

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e < B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 3/4 centrales ($e < 3/8 * B$),

$$e_{\text{máx}} = B/4$$

$$e_{\text{máx}} = 1,88 \text{ m}$$

- Estado límite de Evento Extremo I

Para valores de Y_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $Y_{EQ} = 0.5$, la interpolación señala el límite ($e < 11/30 * B$)

$$e_{\text{máx}} = 11/30 * B$$

$$e_{\text{máx}} = 2,75 \text{ m}$$

$$X_o = (M_{vu} - M_{hu}) / V_u$$

COMBINACION	V_u	M_{vu}	M_{hu}	X_o	$e = B/2 - X_o $	$e_{\text{máx}}$	CUMPLE
RESISTENCIA 1	88,23	334,94	41,19	3,329	0,420599194	1,88	SI
RESISTENCIA 1	88,23	334,94	32,54	3,427	0,322599315	1,88	SI
RESISTENCIA 1	68,27	252,77	41,19	3,099	0,650943832	1,88	SI
RESISTENCIA 1	86,36	331,94	36,71	3,419	0,331324012	1,88	SI
RESISTENCIA 1	86,36	331,94	28,07	3,519	0,231200404	1,88	SI
RESISTENCIA 1	66,40	249,78	36,71	3,209	0,541332178	1,88	SI
RESISTENCIA 1	65,68	248,63	25,59	3,396	0,354456326	1,88	SI
RESISTENCIA 1	67,32	251,25	29,51	3,294	0,456268565	1,88	SI
EVENT. EXTRE. 1	82,38	325,58	85,52	2,914	0,836001247	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	79,16	320,43	85,52	2,967	0,782599575	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	65,64	248,56	85,52	2,484	1,266256541	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	62,43	243,41	85,52	2,529	1,220710972	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	82,38	325,58	85,52	2,914	0,836001247	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	65,64	248,56	85,52	2,484	1,266256541	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	79,16	320,43	85,52	2,967	0,782599575	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	62,43	243,41	85,52	2,529	1,220710972	2,75	SI

B.3.13.5 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Con:

$$u = \operatorname{tg} \phi_f$$

$$u = \operatorname{tg}(29,8) = 0,57$$

$$\phi_T = 0,80, \text{ Estado Límite de Resistencia}$$

$$= 1,00, \text{ Estado Límite de Evento Extremo I}$$

COMBINACION	Vu	RESISTENTE	ACTUANTE	CUMPLE
		Ff= u (ϕT x Vu)	Hu	
RESISTENCIA 1	88,23	40,42	15,27	SI
RESISTENCIA 1	88,23	40,42	10,28	SI
RESISTENCIA 1	68,27	31,28	15,27	SI
RESISTENCIA 1	86,36	39,57	14,63	SI
RESISTENCIA 1	86,36	39,57	9,64	SI
RESISTENCIA 1	66,40	30,42	14,63	SI
RESISTENCIA 1	65,68	30,09	9,91	SI
RESISTENCIA 1	67,32	30,84	10,47	SI
EVENT. EXTRE. 1	82,38	37,74	24,87	SI
EVENT. EXTRE. 1	79,16	36,27	24,87	SI
EVENT. EXTRE. 1	65,64	30,08	24,87	SI
EVENT. EXTRE. 1	62,43	28,60	24,87	SI
EVENT. EXTRE. 1	82,38	37,74	24,87	SI
EVENT. EXTRE. 1	65,64	30,08	24,87	SI
EVENT. EXTRE. 1	79,16	36,27	24,87	SI
EVENT. EXTRE. 1	62,43	28,60	24,87	SI

B.3.13.6 PRESIONES SOBRE EL SUELO

Capacidad de Carga Factorizada del Terreno(qR)

- Estado límite de Resistencia

Con $\phi_b = 0,45$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n \quad (3.8.3.6.c-5)$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 0,45 \times (3 \times 3,84) = 5,184 \text{ Kg/cm}^2$$

- Estado límite de Eventos Extremos I

Con $\phi_b = 1,00$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n \quad (3.8.3.6.c-5)$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 1,00 \times (3 \times 3,84) = 11,52 \text{ Kg/cm}^2$$

COMBINACION	Vu	Mvu	Mhu	Xo	e	q= Vu/(B-2e)	CUMPLE
RESISTENCIA 1	88,23	334,94	41,19	3,329	0,421	1,32	SI
RESISTENCIA 1	88,23	334,94	32,54	3,427	0,323	1,29	SI
RESISTENCIA 1	68,27	252,77	41,19	3,099	0,651	1,10	SI
RESISTENCIA 1	86,36	331,94	36,71	3,419	0,331	1,26	SI
RESISTENCIA 1	86,36	331,94	28,07	3,519	0,231	1,23	SI
RESISTENCIA 1	66,40	249,78	36,71	3,209	0,541	1,03	SI
RESISTENCIA 1	65,68	248,63	25,59	3,396	0,354	0,97	SI
RESISTENCIA 1	67,32	251,25	29,51	3,294	0,456	1,02	SI
EVENT. EXTRE. 1	82,38	325,58	85,52	2,914	0,836	1,41	SI
EVENT. EXTRE. 1	79,16	320,43	85,52	2,967	0,783	1,33	SI
EVENT. EXTRE. 1	65,64	248,56	85,52	2,484	1,266	1,32	SI
EVENT. EXTRE. 1	62,43	243,41	85,52	2,529	1,221	1,23	SI
EVENT. EXTRE. 1	82,38	325,58	85,52	2,914	0,836	1,41	SI
EVENT. EXTRE. 1	65,64	248,56	85,52	2,484	1,266	1,32	SI
EVENT. EXTRE. 1	79,16	320,43	85,52	2,967	0,783	1,33	SI
EVENT. EXTRE. 1	62,43	243,41	85,52	2,529	1,221	1,23	SI

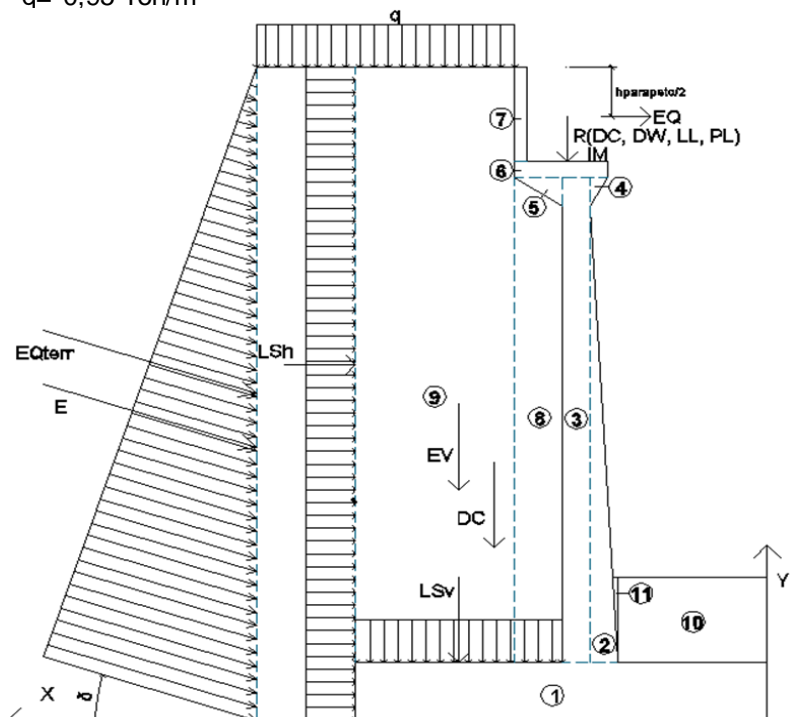
B.4 CASO IV

B.4.1 DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 1,83 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 29,8^\circ$
 $A = 0,30$
 $\% \text{ Impacto} = 33,00\%$
 $q = 0,95 \text{ Ton/m}$

Reacciones debido a:

$R(\text{DC}) = 93,76 \text{ Ton}$
 $R(\text{DW}) = 27,15 \text{ Ton}$
 $R(\text{LL}) = 29,41 \text{ Ton}$
 $R(\text{PL}) = 8,61 \text{ Ton}$



B.4.2 PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	4,50	10,80	3,75	40,50
2	1,95	4,67	1,70	7,95
3	0,28	0,67	1,33	0,89
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,05	0,11	1,33	0,14
5	0,05	0,11	2,07	0,22
6	0,17	0,41	1,78	0,73
7	0,42	1,01	2,18	2,20
Σ	--	17,79	--	52,64
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	0,60	1,11	2,10	2,32
9	24,38	44,62	4,85	216,38
10	1,08	1,98	0,60	1,19
11	0,07	0,12	1,25	0,16
Σ	--	47,82	--	220,05

$$DC = 17,79 \text{ Ton} \quad EV = 47,82 \text{ Ton}$$

$$x = 2,96 \text{ m} \quad x = 4,60 \text{ m}$$

B.4.3 PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH):

$$\delta = \phi/2 = 0^\circ$$

$$\gamma_m = 1,83 \text{ g/cm}^3$$

- Coeficiente de presión pasiva sísmica del terreno

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.8.3.7-5)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 0) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos(0 - 0 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0,3360$$

Empuje estático:

$$EH = \frac{1}{2} K_a H^2 \gamma_m \quad (3.8.3.7-4)$$

$$EH = \frac{1}{2} \times 0,336 \times 5,20^2 \times 1,83$$

$$EH = 8,31 \text{ Ton}$$

$$y = 1,73 \text{ m}$$

$$x = 7,50 \text{ m}$$

B.4.4 ACCIÓN SÍSMICA (EQ):

- Acción sísmica del terreno

Coefficiente de presión activa sísmica del terreno

$$kh=A/2= 0,15$$

$$\theta= \arctan (kn/(1-kv)) \quad (3.8.3.7-3)$$

$$\theta= \arctan (0,15/(1-0))$$

$$\theta= 8,53^\circ$$

$$K_e= \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.8.3.7-2)$$

$$K_e= \frac{\cos^2(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_e= 0,4361$$

Empuje dinámico:

$$EQ= \frac{1}{2} (K_e - K_a) H^2 \gamma m \quad (3.8.3.7-1)$$

$$EQ= \frac{1}{2} (0,44 - 0,34) 5,2 * 1,83$$

$$EQ = 2,48 \text{ Ton}$$

$$y= 0,5 * H$$

$$y= 2,60 \text{ m}$$

$$x= 7,50 \text{ m}$$

- Acción sísmica por superestructura

$$EQ= PDC+DW \times A \times S$$

$$EQ= 120,91 \times 0,3 \times 1,2$$

$$EQ= 4,27 \text{ Ton}$$

$$y= 4,60 \text{ m}$$

- Fuerza Inercial del Estribo

$$W= \text{Peso del estribo y terreno tributario} \quad 17,79 \quad + \quad 47,82 \quad = \quad 65,61 \text{ Tn/m}$$

YA= CG. De estribo y terreno tributario

$$YA= (11,41 \times 1,83 + 18,94 \times 2,74) / 30,35 = 4,16 \text{ m}$$

$$K_h = A/2 = 0,15$$

$$EQ = K_h \times w = 0,15 \times 30,35 = 9,84 \text{ Tn/m}$$

$$YA = 4,16 \text{ m}$$

B.4.5 PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

$$DC = 9,19 \text{ Ton/m}$$

$$x = 1,60 \text{ m}$$

B.4.6 PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

$$DW = 2,66 \text{ Ton/m}$$

$$x = 1,60 \text{ m}$$

B.4.7 SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro.

Altura del estribo (m)	h_{eq} (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

Interpolando

:

$$heq = 0,68$$

- Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$p_H = heq \times \gamma_m \times K_a$$

$$p_H = 0,68 \times 1,83 \times 0,336$$

$$p_H = 0,42 \text{ Ton/m}$$

$$L_{SH} = H \times p_H$$

$$L_{SH} = 5,20 \times 0,42$$

$$L_{SH} = 2,17 \text{ Ton}$$

$$y = 2,60 \text{ m}$$

- Componente vertical de la sobrecarga por carga viva

Terreno equivalente extendido en 1,80m del talón del estribo

$$L_{Sv} = L_{talón} \times heq \times \gamma_m$$

$$L_{Sv} = 1,80 \times 0,68 \times 1,83$$

$$L_{Sv} = 2,24 \text{ Ton}$$

$$x = 6,60 \text{ m}$$

B.4.8 FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

De acuerdo con las Especificaciones, la fuerza de frenado será la mayor de:

- 25% de los pesos por eje de camión o tandem de diseño
- 5% del camión o tandem de diseño más la carga de carril

$$BR1 = 0,25 \times 32,59 \times 2 \times 1 = 16,30 \text{ Ton}$$

$$BR2 = 0,25 \times 22,4 \times 2 \times 1 = 11,20 \text{ Ton}$$

$$BR3 = 0,05 \times (32,59 + (80) \times 0,95) \times 2 = 10,86 \text{ Ton}$$

$$BR4 = 0,05 \times (22,4 + (80) \times 0,95) \times 2 = 9,84 \text{ Ton}$$

Luego, la fuerza de frenado será: 16,30T, aplicada a 1,80m sobre la superficie de calzada. La fuerza 16,30 es dividida entre 10,20 para sacar el BR para 1m

$$BR = 1,60 \text{ Ton/m}$$

$$y = 7,00 \text{ m}$$

B.4.9 CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

$$LL = 2,88 \text{ Ton/m}$$

$$x = 1,60 \text{ m}$$

B.4.10 CARGA DE IMPACTO (IM):

$$IM = 0,95 \text{ Ton/m}$$

$$x = 1,60 \text{ m}$$

B.4.11 SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (PL):

$$PL = 0,84 \text{ Ton/m}$$

$$x = 1,60 \text{ m}$$

B.4.12 COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	0,90	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	1,50	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00

B.4.13 ESTABILIDAD – CASO IV

B.4.13.1 DATOS PREVIOS

$$F.S.= 3,00 \quad \sigma_{adm}= 3,84 \text{ Kg/cm}^2$$

B.4.13.2 FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)							
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQ _{estr}	nΣF
RESISTENCIA 1	12,47	3,81	2,80	0,00	0,00	0,00	19,07
RESISTENCIA 1	7,48	3,81	2,80	0,00	0,00	0,00	14,08
EVENT. EXTRE. 1	12,47	1,09	0,80	2,48	4,27	9,84	30,94
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,80	2,48	4,27	9,84	25,95

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)							
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQ _{estr}	nΣM
RESISTENCIA 1	21,62	9,89	19,57	0,00	0,00	0,00	51,08
RESISTENCIA 1	12,97	9,89	19,57	0,00	0,00	0,00	42,43
EVENT. EXTRE. 1	21,62	2,83	5,59	6,44	19,62	40,90	96,99
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	5,59	6,44	19,62	40,90	88,35

B.4.13.3 FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LS _v	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	11,49	3,99	5,05	1,67	1,48	64,56	3,92	0,00	92,15
RESISTENCIA 1	11,49	3,99	5,05	1,67	1,48	64,56	3,92	0,00	92,15
EVENT. EXTRE. 1	8,27	3,99	1,44	0,48	0,42	64,56	1,12	0,00	80,28
EVENT. EXTRE. 1	8,27	3,99	1,44	0,48	0,42	47,82	1,12	0,00	63,55

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LS _v	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	18,38	6,39	8,07	2,66	2,36	297,06	25,87	0,00	360,81
RESISTENCIA 1	18,38	6,39	8,07	2,66	2,36	297,06	25,87	0,00	360,81
EVENT. EXTRE. 1	13,24	6,39	2,31	0,76	0,68	297,06	7,39	0,00	327,82
EVENT. EXTRE. 1	13,24	6,39	2,31	0,76	0,68	220,05	7,39	0,00	250,81

B.4.13.4 ESTABILIDAD AL VOLTEO

- Estado límite de Resistencia

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e < B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 3/4 centrales ($e < 3/8 * B$),

$$e_{\text{máx}} = B/4$$

$$e_{\text{máx}} = 1,88 \text{ m}$$

- Estado límite de Evento Extremo I

Para valores de Y_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $Y_{EQ} = 0.5$, la interpolación señala el límite ($e < 11/30 * B$)

$$e_{\text{máx}} = 11/30 * B$$

$$e_{\text{máx}} = 2,75 \text{ m}$$

$$X_o = (M_{vu} - M_{hu}) / V_u$$

COMBINACION	Vu	Mvu	Mhu	Xo	$e = B/2 - X_o $	e _{máx}	CUMPLE
RESISTENCIA 1	92,15	360,81	51,08	3,361	0,38883792	1,88	SI
RESISTENCIA 1	92,15	360,81	42,43	3,455	0,29500679	1,88	SI
EVENT. EXTRE. 1	80,28	327,82	96,99	2,875	0,874832582	2,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	63,55	250,81	88,35	2,557	1,193450192	2,75	SI

B.4.13.5 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Con:

$$u = \text{tg } \phi_f$$

$$u = \text{tg}(29,8) = 0,57$$

$$\phi_T = 0,80, \text{ Estado Límite de Resistencia}$$

$$= 1,00, \text{ Estado Límite de Evento Extremo I}$$

COMBINACION	Vu	RESISTENTE	ACTUANTE	CUMPLE
		F _f = u (ϕ _T x Vu)	Hu	
RESISTENCIA 1	92,15	42,22	19,07	SI
RESISTENCIA 1	92,15	42,22	14,08	SI
EVENT. EXTRE. 1	80,28	36,78	30,94	SI
EVENT. EXTRE. 1	63,55	29,11	25,95	SI

B.4.13.6 PRESIONES SOBRE EL SUELO

Capacidad de Carga Factorizada del Terreno(q_R)

- Estado límite de Resistencia

Con $\phi_b = 0,45$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n \quad (3.8.3.6.c-5)$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 0,45 \times (3 \times 3,84) = 5,184 \text{ Kg/cm}^2$$

- Estado límite de Eventos Extremos I

Con $\phi_b = 1,00$ Según tabla

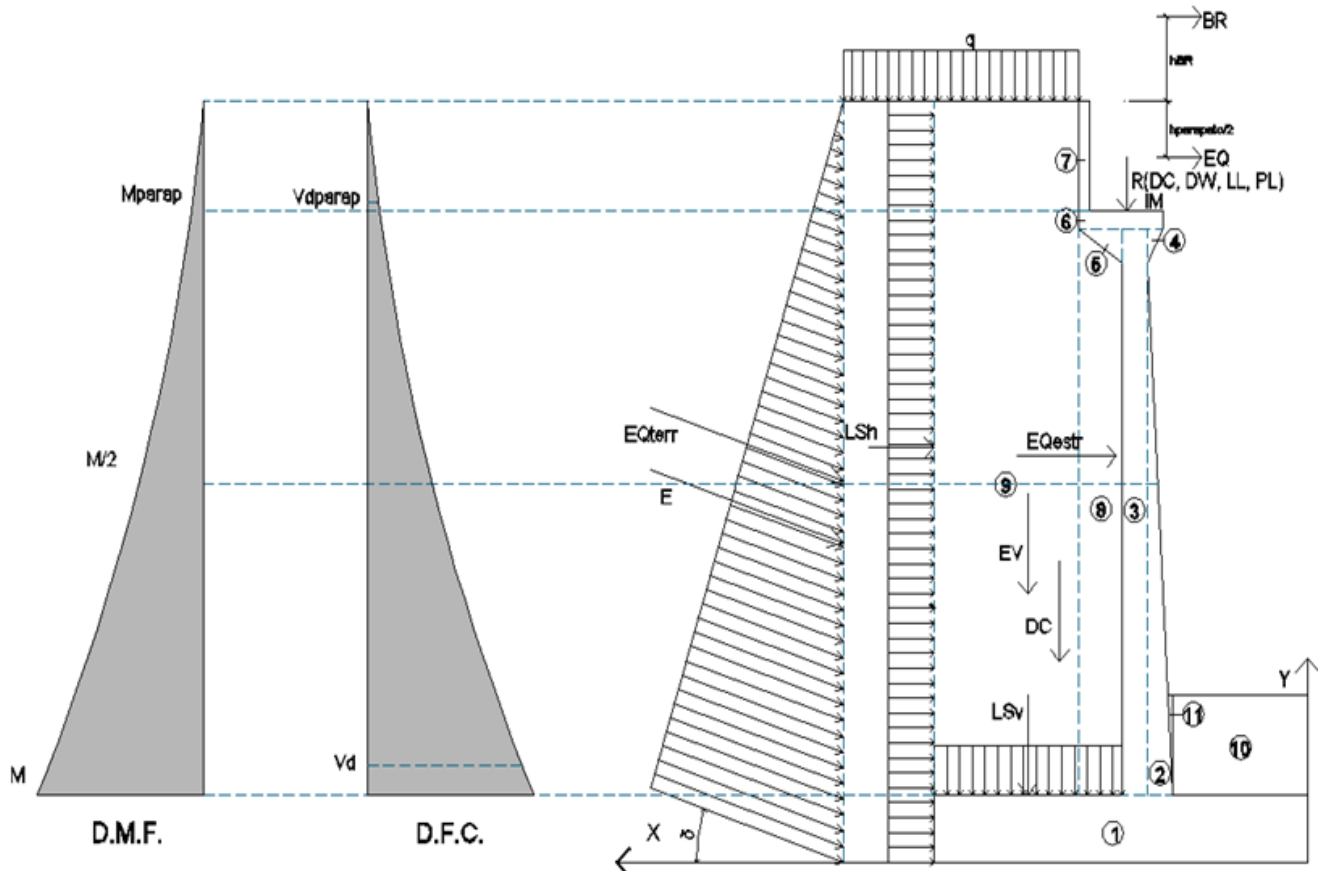
$$q_r = \phi_b \times q_n \quad (3.8.3.6.c-5)$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 1,00 \times (3 \times 3,84) = 11,52 \text{ Kg/cm}^2$$

COMBINACION	V_u	M_{vu}	M_{hu}	X_o	e	$q = V_u / (B - 2e)$	CUMPLE
RESISTENCIA 1	92,15	360,81	51,08	3,361	0,389	1,37	SI
RESISTENCIA 1	92,15	360,81	42,43	3,455	0,295	1,33	SI
EVENT. EXTRE. 1	80,28	327,82	96,99	2,875	0,875	1,40	SI
EVENT. EXTRE. 1	63,55	250,81	88,35	2,557	1,193	1,24	SI

C. ANALISIS ESTRUCTURAL



C.1 CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 4,60 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA						
	E _H	L _S H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQEstri	nΣVd
RESISTENCIA 1	9,55	2,85	0,25	0,00	0,00	0,00	12,65
RESISTENCIA 1	5,73	1,71	0,25	0,00	0,00	0,00	7,69
EV. EXTREMO 1	9,55	2,85	0,25	2,48	4,27	9,84	29,24
EV. EXTREMO 1	5,73	1,71	0,25	2,48	4,27	9,84	24,28

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO						
	E _H	L _S H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQEstri	nΣM
RESISTENCIA 1	14,64	6,56	1,61	0,00	0,00	0,00	22,82
RESISTENCIA 1	8,78	3,94	1,61	0,00	0,00	0,00	14,34
EV. EXTREMO 1	14,64	6,56	1,61	8,41	14,49	33,42	79,13
EV. EXTREMO 1	8,78	3,94	1,61	8,41	14,49	33,42	70,65

C.2 UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$$y = 2,850 \text{ m}$$

$$t_y = 0,675 \text{ m}$$

$$M_u = 79,13 \text{ Ton-m}$$

$$M_u/2 = 39,52 \text{ Ton-m} \quad \text{OK!}$$

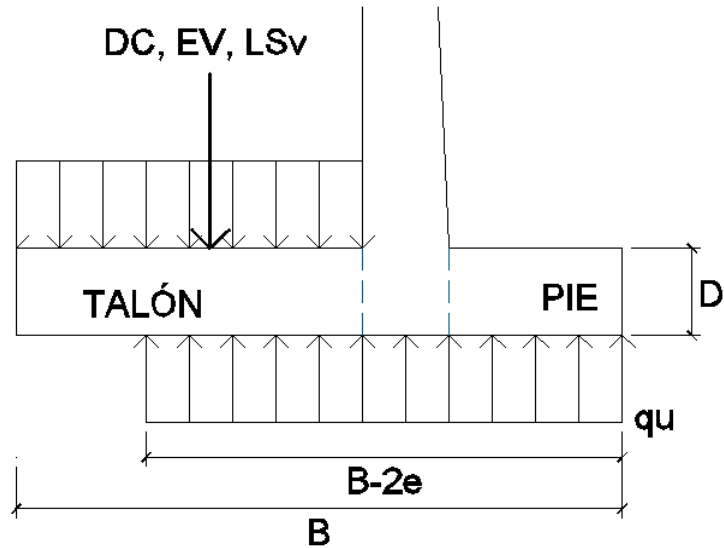
COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)						
	E _H	L _S H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQEstri	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	9,07	4,07	1,17	0,00	0,00	0,00	13,60
RESISTENCIA 1	5,44	2,44	1,17	0,00	0,00	0,00	8,60
EV. EXTREMO 1	9,07	4,07	1,17	4,07	7,02	16,20	39,52
EV. EXTREMO 1	5,44	2,44	1,17	4,07	7,02	16,20	34,53

C.3 CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd _{parap} (Ton) - A "d" DE LA CARA						
	E _H	L _S H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQEstri	nΣVd
RESISTENCIA 1	0,61	0,72	0,25	0,00	0,00	0,00	1,51
RESISTENCIA 1	0,37	0,43	0,25	0,00	0,00	0,00	1,00
EV. EXTREMO 1	0,61	0,72	0,25	2,48	4,27	9,84	17,27
EV. EXTREMO 1	0,37	0,43	0,25	2,48	4,27	9,84	16,76

COMBINACIÓN	MOMENTO M _{parap} (Ton-m) - MÁXIMO						
	E _H	L _S H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQEstri	nΣM
RESISTENCIA 1	0,25	0,44	0,76	0,00	0,00	0,00	1,37
RESISTENCIA 1	0,15	0,26	0,76	0,00	0,00	0,00	1,11
EV. EXTREMO 1	0,25	0,44	0,76	1,49	2,57	5,93	10,85
EV. EXTREMO 1	0,15	0,26	0,76	1,49	2,57	5,93	10,59

C.4 CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA					
	DC	LSv	EV			nΣVd
RESISTENCIA 1	9,90	3,92	22,42			36,24
RESISTENCIA 1	9,90	3,92	22,42			36,24
EV. EXTREMO 1	9,90	1,12	22,42			33,44
EV. EXTREMO 1	7,13	1,12	22,42			30,67

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO					
	DC	LSv	EV			nΣM
RESISTENCIA 1	27,23	25,87	67,94			121,04
RESISTENCIA 1	27,23	25,87	67,94			121,04
EV. EXTREMO 1	27,23	7,39	67,94			102,56
EV. EXTREMO 1	19,60	7,39	67,94			94,94

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

Para evento extremo I, se desprecia de una forma conservadora el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC)

COMBINACIÓN	qcara (Kg/cm ²)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		LTALÓN	M (Ton-m)	nΣM
EV. EXTREMO 1	1,396	1,20	10,05	10,05
EV. EXTREMO 1	1,243	1,20	8,95	8,95

D. DISEÑO

D.1 DATOS

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $r(\text{pant}) = 0,05 \text{ m}$ $r(\text{zapata}) = 0,075 \text{ m}$
 $\phi(\text{Flexión}) = 0,90$ $\phi(\text{Corte}) = 0,90$

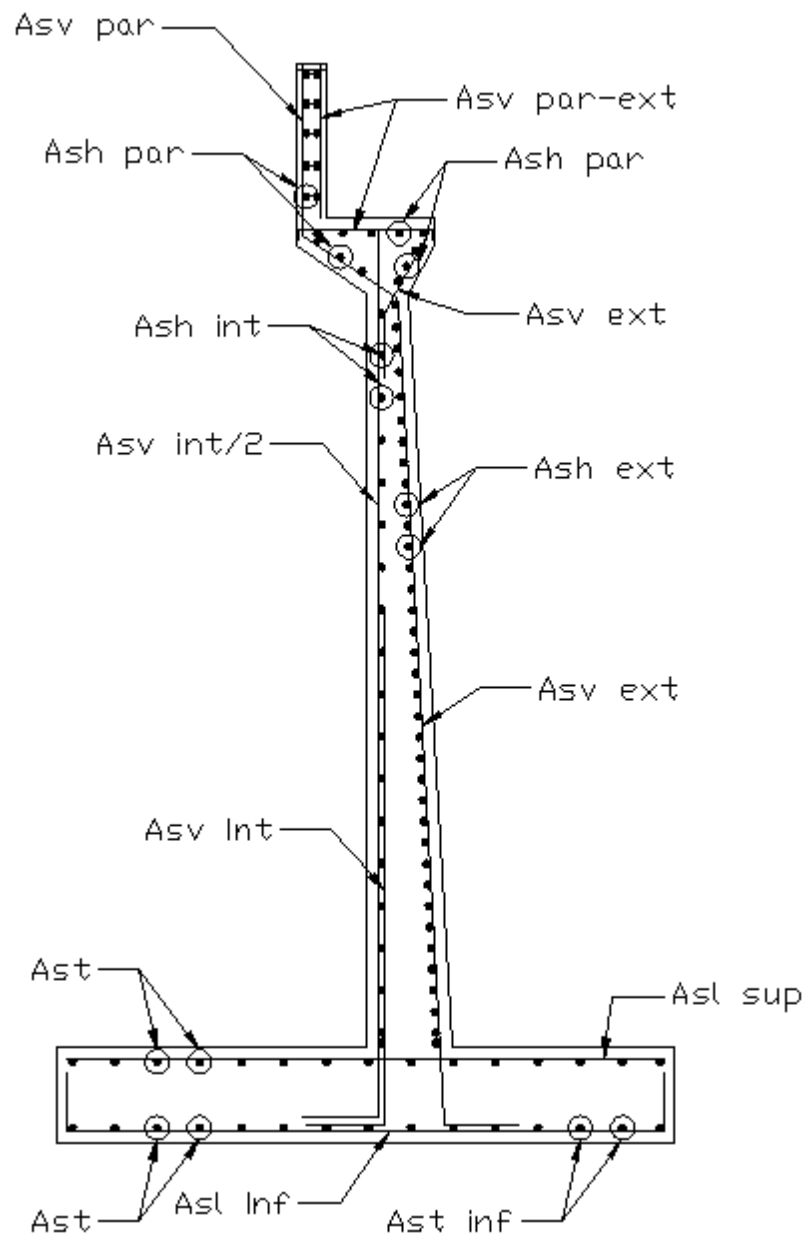


FIGURA N° 62: Distribución de acero en estribo derecho

D.2 DISEÑO DE LA PANTALLA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f_c} \times b_v \times d_v$$

$$\phi V_c = 51,84 \text{ Ton}$$

$$V_u = 29,24 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	79,13 Ton-m
d	0,75 m
a	6,88 cm
As	29,26 cm ²
ρ	0,0039
ρ_{min}	0,0015
#8	5,07 cm ² OK!
Nº Aceros	5,77
s (Calculado)	17,33 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{vnt}	#8@15
Ld	0,72 m
Lcorte (calc)	2,47 m
Lcorte (redond)	2,50 m
As _{vnt} /2	#8@30

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
#6	2,85 cm ²
As _{min}	11,25 cm ²
Nº Aceros	3,95
s (Calculado)	25,33 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{vext}	#6@15

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_x f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
#3	0,71 cm ²
ρ	0,0020
Ash	15,00 cm ²
Ash/3	5,00 cm ²
Nº Aceros	7,04
s (Calculado)	14,20 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{int}	#3@15
#6	2,85 cm ²
2*Ash/3	10,00 cm ²
Nº Aceros	3,51
s (Calculado)	28,50 cm
s (Redond.)	25 cm
Ash _{ext}	#3@25

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#3	0,71 cm ²
ρ	0,0020
Ash	12,50 cm ²
Ash/3	4,17 cm ²
Nº Aceros	5,87
s (Calculado)	17,05 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{int}	#3@15
#4	1,27
2*Ash/3	8,33 cm ²
Nº Aceros	6,56
s (Calculado)	15,24 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{ext}	#3@15

RESUMEN:

Ash _{int}	#3,1@5,17@15,r@15
Ash _{ext}	#6,1@5,10@25,r@15

Limitación de la Fisuración mediante distribución de la armadura (Estado Límite de Servicio)

CARA INTERIOR

a) Esfuerzo máximo del acero (f_{sa})

$$dc = \text{recubrimiento} + \varnothing/2$$

$$dc = 5 + (3/4 \times 2,54)/2$$

$$dc = 6,27\text{cm}$$

$$b = \text{Espaciamiento del acero}$$

$$b = 15,00\text{cm}$$

$$nv = \text{Número de varillas}$$

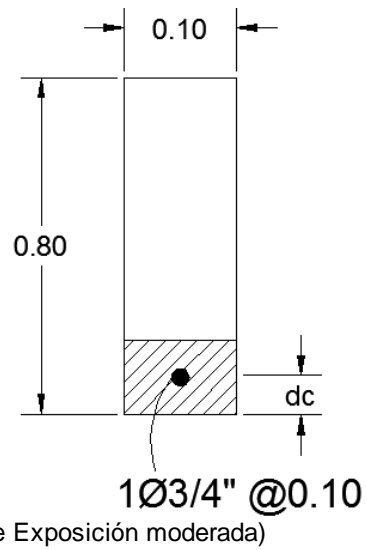
$$nv = 1$$

$$A = ((2 \text{ dc}) \times b)/nv$$

$$A = ((2 \times 5,95) \times 15)/1$$

$$A = 188,1 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30591 \text{ Kg/cm}$$



$$f_{sa} = Z/(dc \times A)^{1/3} \leq 0,6 \times F_y$$

$$f_{sa} = 30591/(5,95 \times 178,57)^{1/3} \leq 0,6 \times 4200$$

$$f_{sa} = 2895,40 \text{ Kg/cm}^2 > 0,6 \times F_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Usar

b) Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I}$$

$$M_s = 31,25\text{Tn.m} \quad \text{Momento de Servicio Positivo hallado anteriormente}$$

Como tenemos el ancho de la losa que es 15 cm, multiplicamos el M_s por 0,15

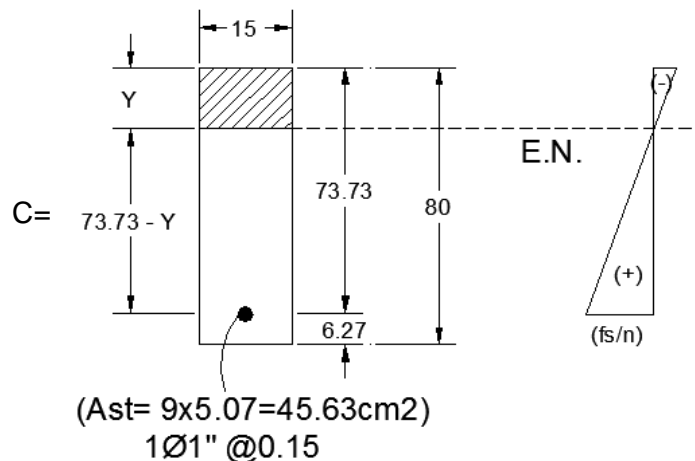
$$M_s = 31,25 \times 0,15$$

$$M_s = 4,69\text{Tn.m}$$

$$E_s = 2039400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 222355,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9,00$$



Momentos respecto al eje neutro para determinar Y
 $80,00 \text{ y } (y/2) = 45,63 \quad (73,73 - Y)$
 $Y = 8,62 \text{ cm} \quad C = 71,38 \text{ cm}$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$I = A_{st} \times c^2 + (b \times y^3)/3$
 $I = 45,63 \times 71,38^2 + (15 \times 8,62^3)/3$
 $I = 235692,13 \text{ cm}^4$

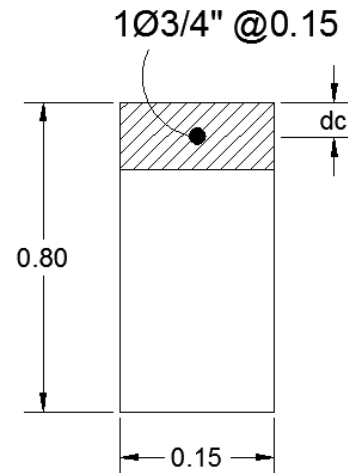
$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I} = \frac{4,69 \times 10^5 \times 71,38 \times 9}{235692,13}$

$f_s = 1277,54 \text{ Kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$
OK

CARA EXTERIOR

a) Esfuerzo máximo del acero (f_{sa})

$d_c = \text{recubrimiento} + \varnothing/2$
 $d_c = 5 + (3/4 \times 2,54)/2$
 $d_c = 5,95 \text{ cm}$
 $b = \text{Espaciamiento del acero}$
 $b = 15,00 \text{ cm}$
 $n_v = \text{Número de varillas}$
 $n_v = 1$
 $A = ((2 d_c) \times b)/n_v$
 $A = ((2 \times 5,95) \times 15)/1$
 $A = 178,575 \text{ cm}^2$
 $Z = 30591 \text{ Kg/cm}$ (Condición de Exposición moderada)

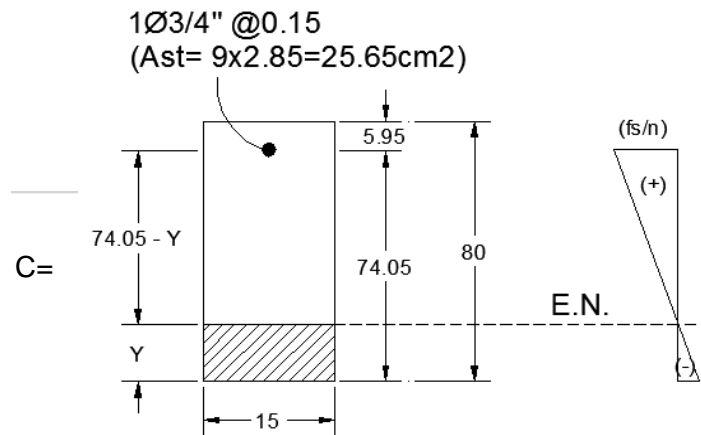


$f_{sa} = Z/(d_c \times A)^{1/3} \leq 0,6 \times F_y$
 $f_{sa} = 30591/(5,95 \times 178,575)^{1/3} \leq 0,6 \times 4200$
 $f_{sa} = 2997,46 \text{ Kg/cm}^2 > 0,6 \times F_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$
Usar

b) Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I}$

$M_s = 31,25 \text{ Tn.m}$ Momento de Servicio Positivo hallado anteriormente
 Como tenemos el ancho de la losa que es 15 cm, multiplicamos el M_s por 0,15
 $M_s = 31,25 \times 0,15$
 $M_s = 4,69 \text{ Tn.m}$
 $E_s = 2039400 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_c = 222355,68 \text{ Kg/cm}^2$
 $n = 9,00$



Area de acero transformada

$A_{st} =$ Relación modular x área de acero

$A_{st} = 25,65$

Momentos respecto al eje neutro para determinar Y

$$80,00 \text{ y } (y/2) = \frac{25,65}{2} (74,05 - Y)$$

$$Y = 6,58 \text{ cm} \quad C = 73,42 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st} \times c^2 + (b \times y^3)/3$$

$$I = 25,65 \times 73,42^2 + (15 \times 6,58^3)/3$$

$$I = 139690,68 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I} = \frac{7,81 \times 10^5 \times 73,42 \times 9}{139690,68}$$

$$f_s = 2217,12 \text{ Kg/cm}^2$$

OK

$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

3. DISEÑO DEL PARAPETO

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 20,74 \text{ Ton}$$

$$V_u = 17,27 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

DESC.	VALOR
M_u	10,85 Ton-m
d	0,30 m
a	2,34 cm
A_s	9,96 cm ²
ρ	0,0033
ρ_{min}	0,0015
#6	2,85 cm ² OK!
Nº Aceros	3,50
s (Calculado)	28,61 cm
s (Redond.)	25 cm
$A_{s_{par}}$	#6@25

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_x f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

ACERO VERTICAL EXTERIOR

$A_{s_{par-ext}}$	#3@15
-------------------	-------

ACERO HORIZONTAL

$A_{s_{par}}$	#3@15
---------------	-------

4. DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f_c} \times b_v \times d_v$$

$$\phi V_c = 38,02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 36,24 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	121,04 Ton-m
d	0,53 m
a	1,21 cm
As	61,70 cm ²
ρ	0,0118
ρ_{min}	0,0015
#11	9,58 cm ² OK!
Nº Aceros	6,44
s (Calculado)	15,53 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{inf}	#11@15

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1,98 cm ²
As _{min}	7,88 cm ²
Nº Aceros	3,98
s (Calculado)	25,14 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{sup}	#5@25

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_x f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

ACERO TRANSVERSAL

Ast	#5@25
-----	-------

5. DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f_c} \times b_v \times d_v$$

$$\phi V_c = 38,02 \text{ Ton}$$

$$V_u = 10,05 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	10,05 Ton-m
d	0,53 m
a	1,21 cm
As	5,12 cm ²
ρ	0,0010
ρ_{min}	0,0015
#5	1,98 cm ² Usar As _{min} !
Nº Aceros	3,98
s (Calculado)	25,14 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{inf}	#5@25

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1,98 cm ²
As _{min}	7,88 cm ²
Nº Aceros	3,98
s (Calculado)	25,14 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{sup}	#5@25

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_x f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

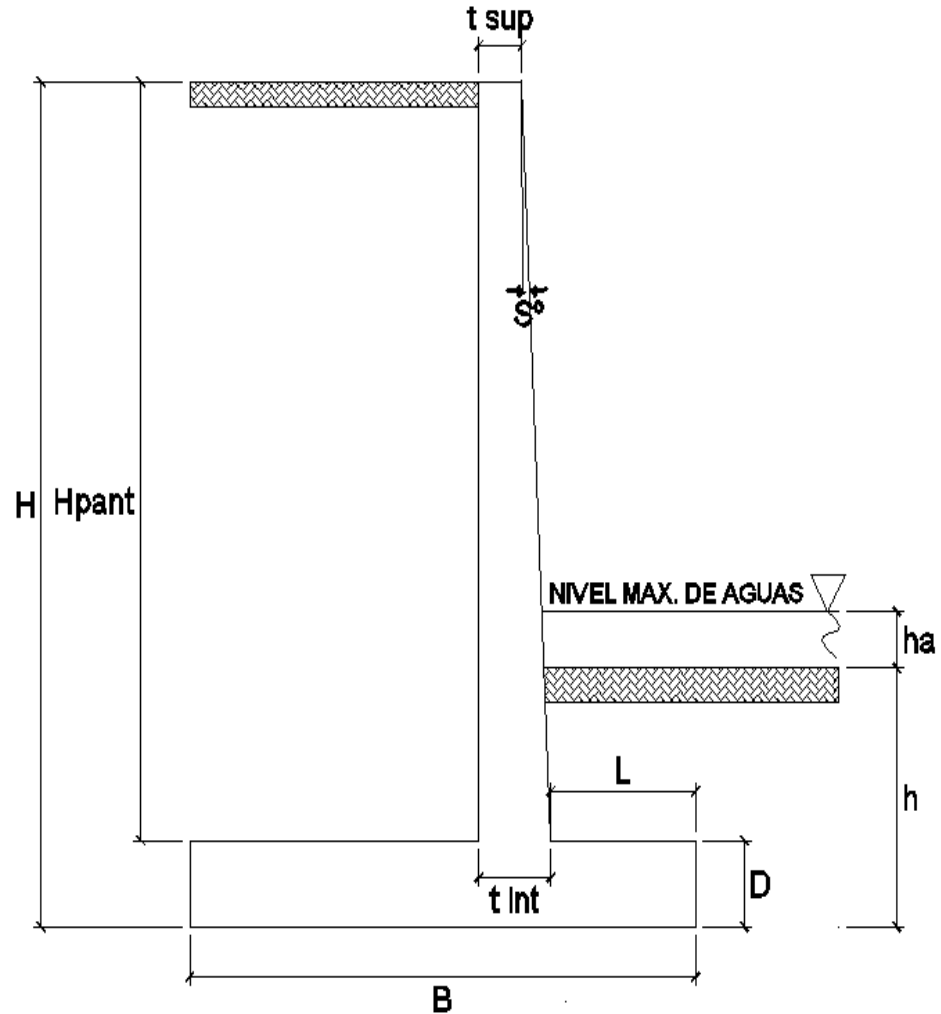
ACERO TRANSVERSAL

Ast	#5@25
-----	-------

5.3.6 DISEÑO DE LAS ALETAS DEL PUENTE

5.3.6.1 DISEÑO DE LA ALETA DERECHA

A. PREDIMENSIONAMIENTO



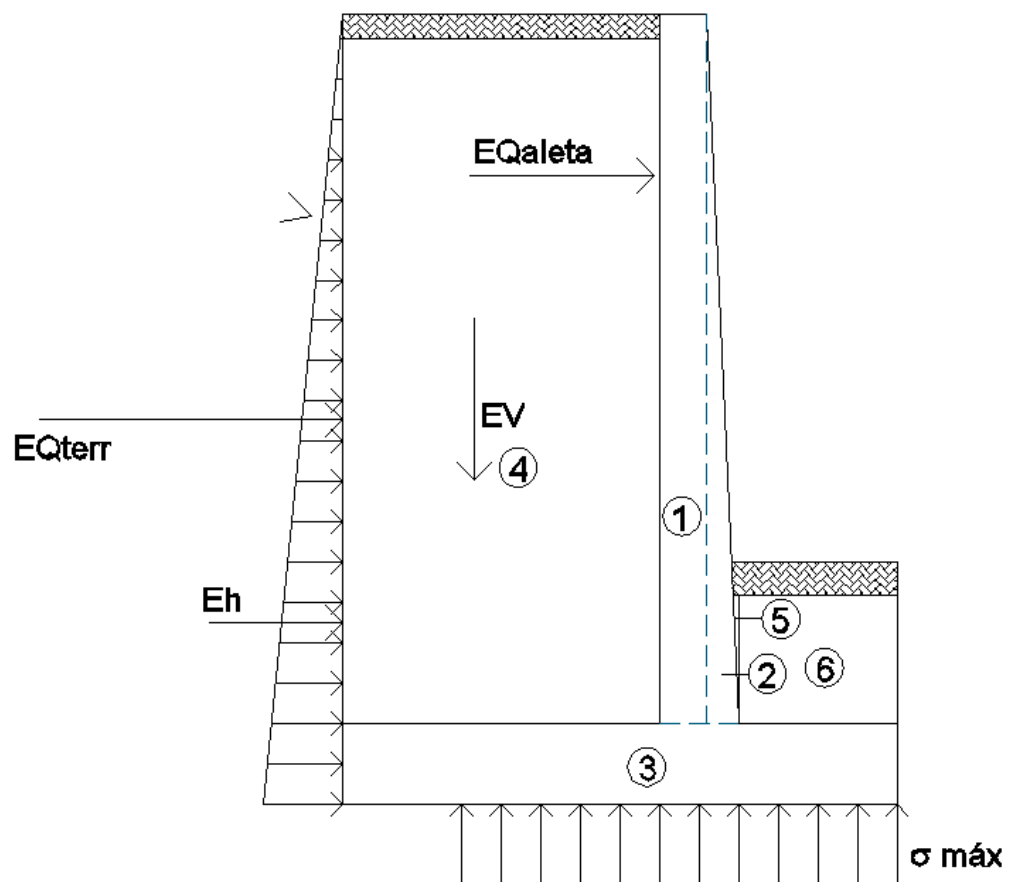
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	5,18 m	5,20 m	Dato
h	1,50 m	1,50 m	Dato
$B=0.6H$	3,11 m	6,50 m	Criterio
$D=0.1H$	0,52 m	0,50 m	Criterio
t_{sup}	0,20 m	0,20 m	Valor mínimo
$t_{inf}=0.1H$	0,52 m	0,80 m	Criterio
$L=B/3$	1,04 m	1,20 m	Criterio
s°	12,85°	12,85°	Calculado
$N_{mínimo}$	0,27 m	--	Según Norma MTC
N	0,40 m	0,40 m	Calculado
h_a	0,33 m	0,33 m	Dato
H_{pant}	4,70 m	4,70 m	Calculado

B. CASOS

B.1. CASO I

B.1.1 DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 1,83 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 29,8^\circ$
 $A = 0,30$
 $\% \text{ Impacto} = 33,00\%$
 $q = 0,95 \text{ Ton/m}$



B.1.2 PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	0,94	2,26	1,90	4,29
2	1,41	3,38	1,60	5,41
3	3,25	7,80	3,25	25,35
Σ	--	13,44	--	35,05

CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
4	21,15	38,70	4,25	164,49
5	0,23	0,42	1,35	0,56
6	1,20	2,20	0,60	1,32
Σ	--	41,32	--	166,38

$$DC= 13,44 \text{ Ton} \quad EV= 41,32 \text{ Ton}$$

$$x= 2,61 \text{ m} \quad x= 4,03 \text{ m}$$

B.1.3 PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH):

$$\delta=\phi/2= 0^\circ$$

$$\gamma_m= 1,83 \text{ g/cm}^3$$

- Coeficiente de presión pasiva sísmica del terreno

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 0) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos(0 - 0 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0,3360$$

Empuje estático:

$$EH = \frac{1}{2} K_a H^2 \gamma_m$$

$$EH = \frac{1}{2} \times 0,336 \times 5,20^2 \times 1,83$$

$$EH = 8,31 \text{ Ton}$$

$$y = 1,73 \text{ m}$$

$$x = 6,50 \text{ m}$$

B.1.4 ACCIÓN SÍSMICA (EQ):

- Acción sísmica del terreno

Coeficiente de presión activa sísmica del terreno

$$k_h = A/2 = 0,15$$

$$\theta = \arctan(k_h / (1 - k_v))$$

$$\theta = \arctan(0,15 / (1 - 0))$$

$$\theta = 8,53^\circ$$

$$K_e = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_e = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_e = 0,4361$$

Empuje dinámico:

$$EQ = \frac{1}{2} (K_e - K_a) H^2 \gamma m$$

$$EQ = \frac{1}{2} (0,44 - 0,34) 5,2 * 1,83$$

$$EQ = 2,48 \text{ Ton}$$

$$y = 0,5 * H$$

$$y = 2,60 \text{ m}$$

$$x = 6,50 \text{ m}$$

Fuerza Inercial de la Aleta

$$W = \text{Peso de la aleta y terreno tributario} \quad 13,44 + 41,32 = 54,76 \text{ Tn/m}$$

YA= CG. De aleta y terreno tributario

$$YA = (10,44 * 1,85 + 19,82 * 2,79) / 30,26 = 3,68 \text{ m}$$

$$K_h = A/2 = 0,15$$

$$EQ = K_h \times w = 8,21 \text{ Tn/m}$$

$$YA = 3,68 \text{ m}$$

B.1.5 COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	1,25	0,00	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	0,00	0,90	1,35	1,75	1,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	0,90	0,00	1,50	1,00	1,75	1,00	0,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	0,00	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	0,00	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	0,00	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00

B.1.6 ESTABILIDAD - CASO I

B.1.6.1 DATOS PREVIOS

$$F.S.= 3,00 \quad \sigma_{adm}= 3,84 \text{ Kg/cm}^2$$

B.1.6.2 FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)						
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ _{terr}	EQ _{alet}	nΣF
RESISTENCIA 1	10,39	0,00	0,00	0,00	0,00	10,39
RESISTENCIA 1	10,39	0,00	0,00	0,00	0,00	10,39
RESISTENCIA 1	7,48	0,00	0,00	0,00	0,00	7,48
EVENT. EXTRE. 1	12,47	0,00	0,00	2,48	8,21	23,16
EVENT. EXTRE. 1	12,47	0,00	0,00	2,48	8,21	23,16
EVENT. EXTRE. 1	12,47	0,00	0,00	2,48	8,21	23,16

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)						
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ _{terr}	EQ _{alet}	nΣM
RESISTENCIA 1	18,01	0,00	0,00	0,00	0,00	18,01
RESISTENCIA 1	18,01	0,00	0,00	0,00	0,00	18,01
RESISTENCIA 1	12,97	0,00	0,00	0,00	0,00	12,97
EVENT. EXTRE. 1	21,62	0,00	0,00	6,44	30,21	58,27
EVENT. EXTRE. 1	21,62	0,00	0,00	6,44	30,21	58,27
EVENT. EXTRE. 1	21,62	0,00	0,00	6,44	30,21	58,27

B.1.6.3 FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LS _v	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	16,80	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	0,00	0,00	72,58
RESISTENCIA 1	16,80	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	0,00	0,00	72,58
RESISTENCIA 1	12,10	0,00	0,00	0,00	0,00	41,32	0,00	0,00	53,41
EVENT. EXTRE. 1	16,80	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	0,00	0,00	72,58
EVENT. EXTRE. 1	16,80	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	0,00	0,00	72,58
EVENT. EXTRE. 1	12,10	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	0,00	0,00	67,88

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LS _v	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	43,81	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	0,00	0,00	268,42
RESISTENCIA 1	43,81	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	0,00	0,00	268,42
RESISTENCIA 1	31,55	0,00	0,00	0,00	0,00	166,38	0,00	0,00	197,92
EVENT. EXTRE. 1	43,81	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	0,00	0,00	268,42
EVENT. EXTRE. 1	43,81	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	0,00	0,00	268,42
EVENT. EXTRE. 1	31,55	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	0,00	0,00	256,15

B.1.6.4 ESTABILIDAD AL VOLTEO

- Estado límite de Resistencia

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e < B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 3/4 centrales ($e < 3/8 * B$),

$$e_{\text{máx}} = B/4$$

$$e_{\text{máx}} = 1,63 \text{ m}$$

- Estado límite de Evento Extremo I

Para valores de Y_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $Y_{EQ} = 0.5$, la interpolación señala el límite ($e < 11/30 * B$)

$$e_{\text{máx}} = 11/30 * B$$

$$e_{\text{máx}} = 2,38 \text{ m}$$

$$X_o = (M_{vu} - M_{hu}) / V_u$$

COMBINACION	Vu	Mvu	Mhu	Xo	e=l(B/2)-Xo	e _{máx}	CUMPLE
RESISTENCIA 1	72,58	268,42	18,01	3,45	-0,200129873	1,63	SI
RESISTENCIA 1	72,58	268,42	18,01	3,45	-0,200129873	1,63	SI
RESISTENCIA 1	53,41	197,92	12,97	3,463	-0,212618469	1,63	SI
EVENT. EXTRE. 1	72,58	268,42	58,27	2,896	0,354474942	2,38	SI
EVENT. EXTRE. 1	72,58	268,42	58,27	2,896	0,354474942	2,38	SI
EVENT. EXTRE. 1	67,88	256,15	58,27	2,915	0,334544715	2,38	SI

B.1.6.5 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Con:

$$u = \text{tg } \phi_f$$

$$u = \text{tg}(29,8) = 0,57$$

$$\phi_T = 0,80, \text{ Estado Límite de Resistencia}$$

$$= 1,00, \text{ Estado Límite de Evento Extremo I}$$

COMBINACION	Vu	RESISTENTE	ACTUANTE	CUMPLE
		Ff= u (ϕt x Vu)	Hu	
RESISTENCIA 1	72,58	33,25	10,39	SI
RESISTENCIA 1	72,58	33,25	10,39	SI
RESISTENCIA 1	53,41	24,47	7,48	SI
EVENT. EXTRE. 1	72,58	41,57	23,16	SI
EVENT. EXTRE. 1	72,58	41,57	23,16	SI
EVENT. EXTRE. 1	67,88	38,87	23,16	SI

B.1.6.6 PRESIONES SOBRE EL SUELO

Capacidad de Carga Factorizada del Terreno(q_R)

- Estado límite de Resistencia

Con $\phi_b = 0,45$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 0,45 \times (3 \times 3,84) = 5,184 \text{ Kg/cm}^2$$

- Estado límite de Eventos Extremos I

Con $\phi_b = 1,00$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 1,00 \times (3 \times 3,84) = 11,52 \text{ Kg/cm}^2$$

COMBINACION	Vu	Mvu	Mhu	Xo	e	$q = Vu/(B-2e)$	CUMPLE
RESISTENCIA 1	72,58	268,42	18,01	3,45	-0,2	1,05	SI
RESISTENCIA 1	72,58	268,42	18,01	3,45	-0,2	1,05	SI
RESISTENCIA 1	53,41	197,92	12,97	3,463	-0,213	0,77	SI
EVENT. EXTRE. 1	72,58	268,42	58,27	2,896	0,354	1,25	SI
EVENT. EXTRE. 1	72,58	268,42	58,27	2,896	0,354	1,25	SI
EVENT. EXTRE. 1	67,88	256,15	58,27	2,915	0,335	1,16	SI

B.2 CASO II

B.2.1 DATOS PREVIOS

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$$

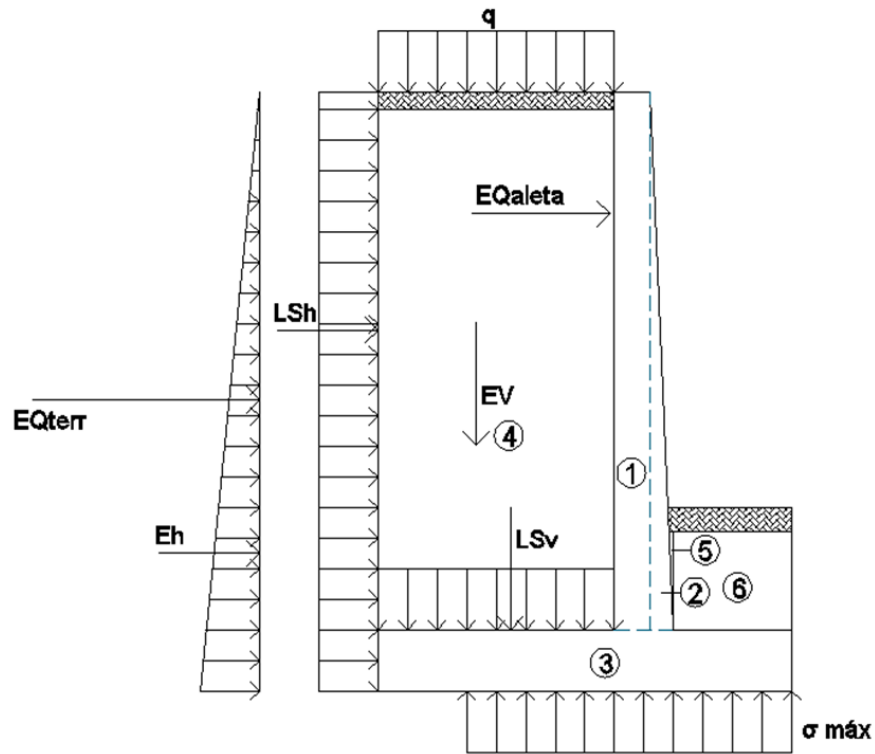
$$\gamma_m = 1,83 \text{ Ton/m}^3$$

$$\phi = 29,8^\circ$$

$$A = 0,30$$

$$\% \text{ Impacto} = 33,00\%$$

$$q = 0,95 \text{ Ton/m}$$



B.2.2 PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	0,94	2,26	1,90	4,29
2	1,41	3,38	1,60	5,41
3	3,25	7,80	3,25	25,35
Σ	--	13,44	--	35,05
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
4	21,15	38,70	4,25	164,49
5	0,23	0,42	1,35	0,56
6	1,20	2,20	0,60	1,32
Σ	--	41,32	--	166,38

DC= 13,44 Ton
x= 2,61 m

EV= 41,32 Ton
x= 4,03 m

B.2.3 PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH):

$$\delta = \phi/2 = 0^\circ$$

$$\gamma_m = 1,83 \text{ g/cm}^3$$

- Coeficiente de presión pasiva sísmica del terreno

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 0) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 0 + 0)}{\cos(0 - 0 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

Ka= 0,3360

Empuje estático:

$$EH = \frac{1}{2} K_a H^2 \gamma m$$

$$EH = \frac{1}{2} \times 0,336 \times 5,20^2 \times 1,83$$

$$EH = 8,31 \text{ Ton}$$

$$y = 1,73 \text{ m}$$

$$x = 6,50 \text{ m}$$

B.2.4 ACCIÓN SÍSMICA (EQ):

- Acción sísmica del terreno

Coeficiente de presión activa sísmica del terreno

$$k_h = A/2 = 0,15$$

$$\theta = \arctan(k_h / (1 - k_v))$$

$$\theta = \arctan(0,15 / (1 - 0))$$

$$\theta = 8,53^\circ$$

$$K_e = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + \beta)}{\cos \varphi \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_e = \frac{\cos^2(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos 29,8^\circ \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(0 + 0) \sin(29,8^\circ - 8,53^\circ + 0)}{\cos(0 - 0 + 8,53^\circ) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_e = 0,4361$$

Empuje dinámico:

$$EQ = \frac{1}{2} (K_e - K_a) H^2 \gamma m$$

$$EQ = \frac{1}{2} (0,44 - 0,34) 5,2 * 1,83$$

$$EQ = 2,48 \text{ Ton}$$

$$y = 0,5 * H$$

$$y = 2,60 \text{ m}$$

$$x = 6,50 \text{ m}$$

- Fuerza Inercial de la Aleta

$$W = \text{Peso del estribo y terreno tributario} \quad 13,44 \quad + \quad 41,32 \quad = \quad 54,76 \text{ Tn/m}$$

$$YA = \text{CG. De estribo y terreno tributario}$$

$$YA = (10,44 \times 1,85 + 19,82 \times 2,70) / 30,26 = 3,68 \text{ m}$$

$$Kh = A/2 = 0,15$$

$$EQ = Kh \times w = 0,15 \times 30,26 = 8,21 \text{ Tn/m}$$

$$YA = 3,68 \text{ m}$$

B.2.5 SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro.

Altura del estribo (m)	h_{ea} (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

Interpolando:

$$heq = 0,68$$

- Componente horizontal de la sobracarga por carga viva

$$p_H = heq \times \gamma_m \times K_a$$

$$p_H = 0,68 \times 1,83 \times 0,336$$

$$p_H = 0,42 \text{ Ton/m}$$

$$LS_H = H \times p_H$$

$$LS_H = 5,20 \times 0,42$$

$$LS_H = 2,17 \text{ Ton}$$

$$y = 2,60 \text{ m}$$

- Componente vertical de la sobrecarga por carga viva
 Terreno equivalente extendido en 1,80m del talón del estribo

$$LSv = L_{\text{talón}} \times h_{\text{eq}} \times \gamma_m$$

$$LSv = 1,80 \times 0,68 \times 1,83$$

$$LSv = 2,24 \text{ Ton}$$

$$x = 5,60 \text{ m}$$

B.2.6 COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	0,90	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,00	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	0,90	1,35	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,00	1,75	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,00	1,50	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,00	1,50	1,00	1,00	1,30	0,00	0,00	1,00
RESISTENCIA 1	1,00	1,50	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	1,25	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,35	0,5	0,00	1,00	1,00
EVENT. EXTRE. 1	0,90	1,50	0,90	1,00	0,5	0,00	1,00	1,00

B.2.7 ESTABILIDAD – CASO II

B.2.7.1 DATOS PREVIOS

$$F.S. = 3,00 \quad \sigma_{adm} = 3,84 \text{ Kg/cm}^2$$

B.2.7.2 FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)						
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ _{terr}	EQ _{alet}	nΣF
RESISTENCIA 1	12,47	3,81	0,00	0,00	0,00	16,28
RESISTENCIA 1	7,48	3,81	0,00	0,00	0,00	11,29
RESISTENCIA 1	12,47	3,81	0,00	0,00	0,00	16,28
RESISTENCIA 1	12,47	3,81	0,00	0,00	0,00	16,28
RESISTENCIA 1	7,48	3,81	0,00	0,00	0,00	11,29
RESISTENCIA 1	12,47	3,81	0,00	0,00	0,00	16,28
RESISTENCIA 1	8,31	2,17	0,00	0,00	0,00	10,49
RESISTENCIA 1	8,31	2,83	0,00	0,00	0,00	11,14
RESISTENCIA 1	8,31	2,17	0,00	0,00	0,00	10,49
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	8,21	19,26
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	8,21	19,26
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	8,21	19,26
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	8,21	19,26
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	8,21	19,26
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	8,21	19,26
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	8,21	19,26
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	8,21	19,26
EVENT. EXTRE. 1	7,48	1,09	0,00	2,48	8,21	19,26

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)						
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ _{terr}	EQ _{alet}	nΣM
RESISTENCIA 1	21,62	9,89	0,00	0,00	0,00	31,51
RESISTENCIA 1	12,97	9,89	0,00	0,00	0,00	22,86
RESISTENCIA 1	21,62	9,89	0,00	0,00	0,00	31,51
RESISTENCIA 1	21,62	9,89	0,00	0,00	0,00	31,51
RESISTENCIA 1	12,97	9,89	0,00	0,00	0,00	22,86
RESISTENCIA 1	21,62	9,89	0,00	0,00	0,00	31,51
RESISTENCIA 1	14,41	5,65	0,00	0,00	0,00	20,06
RESISTENCIA 1	14,41	7,35	0,00	0,00	0,00	21,76
RESISTENCIA 1	14,41	5,65	0,00	0,00	0,00	20,06
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	30,21	52,45
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	30,21	52,45
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	30,21	52,45
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	30,21	52,45
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	30,21	52,45
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	30,21	52,45
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	30,21	52,45
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	30,21	52,45
EVENT. EXTRE. 1	12,97	2,83	0,00	6,44	30,21	52,45

B.2.7.3 FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	3,92	0,00	59,70
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	3,92	0,00	59,70
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,32	3,92	0,00	45,24
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	3,92	0,00	59,70
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	3,92	0,00	59,70
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,32	3,92	0,00	45,24
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,32	2,24	0,00	43,56
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,32	2,91	0,00	44,23
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,32	0,00	0,00	41,32
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	1,12	0,00	56,90
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	1,12	0,00	56,90
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,32	1,12	0,00	42,44
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,32	1,12	0,00	42,44
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	1,12	0,00	56,90
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,32	1,12	0,00	42,44
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	55,78	1,12	0,00	56,90
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,32	1,12	0,00	42,44

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	21,95	0,00	246,56
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	21,95	0,00	246,56
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	166,38	21,95	0,00	188,33
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	21,95	0,00	246,56
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	21,95	0,00	246,56
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	166,38	21,95	0,00	188,33
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	166,38	12,54	0,00	178,92
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	166,38	16,31	0,00	182,68
RESISTENCIA 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	166,38	0,00	0,00	166,38
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	6,27	0,00	230,88
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	6,27	0,00	230,88
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	166,38	6,27	0,00	172,65
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	166,38	6,27	0,00	172,65
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	6,27	0,00	230,88
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	166,38	6,27	0,00	172,65
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	224,61	6,27	0,00	230,88
EVENT. EXTRE. 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	166,38	6,27	0,00	172,65

B.2.7.4 ESTABILIDAD AL VOLTEO

- Estado límite de Resistencia

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e < B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 3/4 centrales ($e < 3/8 * B$),

$$e_{\text{máx}} = B/4$$

$$e_{\text{máx}} = 1,63 \text{ m}$$

- Estado límite de Evento Extremo I

Para valores de Y_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $Y_{EQ} = 0.5$, la interpolación señala el límite ($e < 11/30 * B$)

$$e_{\text{máx}} = 11/30 * B$$

$$e_{\text{máx}} = 2,38 \text{ m}$$

$$X_o = (M_{vu} - M_{hu}) / V_u$$

COMBINACION	Vu	Mvu	Mhu	Xo	$e = (B/2) - X_o $	e _{máx}	CUMPLE
RESISTENCIA 1	59,70	246,56	31,51	3,602	-0,352220244	1,63	SI
RESISTENCIA 1	59,70	246,56	22,86	3,747	-0,497053807	1,63	SI
RESISTENCIA 1	45,24	188,33	31,51	3,467	-0,216517555	1,63	SI
RESISTENCIA 1	59,70	246,56	31,51	3,602	-0,352220244	1,63	SI
RESISTENCIA 1	59,70	246,56	22,86	3,747	-0,497053807	1,63	SI
RESISTENCIA 1	45,24	188,33	31,51	3,467	-0,216517555	1,63	SI
RESISTENCIA 1	43,56	178,92	20,06	3,647	-0,396997414	1,63	SI
RESISTENCIA 1	44,23	182,68	21,76	3,638	-0,388323152	1,63	SI
RESISTENCIA 1	41,32	166,38	20,06	3,541	-0,291121754	1,63	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	230,88	52,45	3,136	0,114050951	2,38	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	230,88	52,45	3,136	0,114050951	2,38	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	172,65	52,45	2,832	0,417594922	2,38	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	172,65	52,45	2,832	0,417594922	2,38	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	230,88	52,45	3,136	0,114050951	2,38	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	172,65	52,45	2,832	0,417594922	2,38	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	230,88	52,45	3,136	0,114050951	2,38	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	172,65	52,45	2,832	0,417594922	2,38	SI

B.2.7.5 ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Con:

$$u = \text{tg } \phi$$

$$u = \text{tg}(29,8) = 0,57$$

$$\phi_T = 0,80, \text{ Estado Límite de Resistencia}$$

$$= 1,00, \text{ Estado Límite de Evento Extremo I}$$

COMBINACION	Vu	RESISTENTE	ACTUANTE	CUMPLE
		Ff= u ($\phi T \times Vu$)	Hu	
RESISTENCIA 1	59,70	27,35	16,28	SI
RESISTENCIA 1	59,70	27,35	11,29	SI
RESISTENCIA 1	45,24	20,73	16,28	SI
RESISTENCIA 1	59,70	27,35	16,28	SI
RESISTENCIA 1	59,70	27,35	11,29	SI
RESISTENCIA 1	45,24	20,73	16,28	SI
RESISTENCIA 1	43,56	19,96	10,49	SI
RESISTENCIA 1	44,23	20,26	11,14	SI
RESISTENCIA 1	41,32	18,93	10,49	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	26,07	19,26	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	26,07	19,26	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	19,44	19,26	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	19,44	19,26	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	26,07	19,26	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	19,44	19,26	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	26,07	19,26	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	19,44	19,26	SI

B.2.7.6 PRESIONES SOBRE EL SUELO

Capacidad de Carga Factorizada del Terreno(qR)

- Estado límite de Resistencia

Con $\phi_b = 0,45$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n$$

$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 0,45 \times (3 \times 3,84) = 5,184 \text{ Kg/cm}^2$$

- Estado límite de Eventos Extremos I

Con $\phi_b = 1,00$ Según tabla

$$q_r = \phi_b \times q_n$$

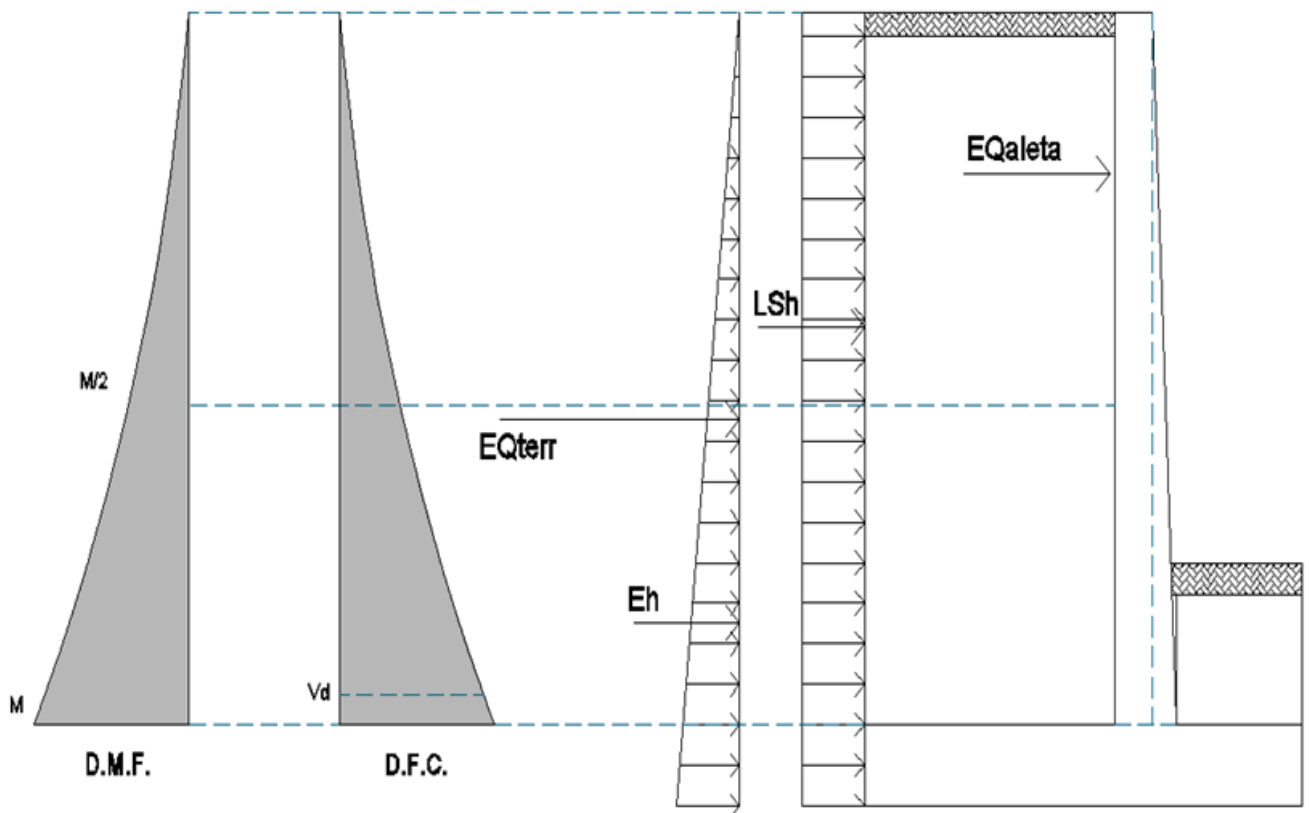
$$q_r = \phi_b \times (FS \times q_{adm})$$

$$q_r = 1,00 \times (3 \times 3,84) = 11,52 \text{ Kg/cm}^2$$

COMBINACION	Vu	Mvu	Mhu	Xo	e	q= Vu/(B-2e)	CUMPLE
RESISTENCIA 1	59,70	246,56	31,51	3,602	-0,352	0,83	SI
RESISTENCIA 1	59,70	246,56	22,86	3,747	-0,497	0,80	SI
RESISTENCIA 1	45,24	188,33	31,51	3,467	-0,217	0,65	SI
RESISTENCIA 1	59,70	246,56	31,51	3,602	-0,352	0,83	SI
RESISTENCIA 1	59,70	246,56	22,86	3,747	-0,497	0,80	SI

RESISTENCIA 1	45,24	188,33	31,51	3,467	-0,217	0,65	SI
RESISTENCIA 1	43,56	178,92	20,06	3,647	-0,397	0,60	SI
RESISTENCIA 1	44,23	182,68	21,76	3,638	-0,388	0,61	SI
RESISTENCIA 1	41,32	166,38	20,06	3,541	-0,291	0,58	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	230,88	52,45	3,136	0,114	0,91	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	230,88	52,45	3,136	0,114	0,91	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	172,65	52,45	2,832	0,418	0,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	172,65	52,45	2,832	0,418	0,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	230,88	52,45	3,136	0,114	0,91	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	172,65	52,45	2,832	0,418	0,75	SI
EVENT. EXTRE. 1	56,90	230,88	52,45	3,136	0,114	0,91	SI
EVENT. EXTRE. 1	42,44	172,65	52,45	2,832	0,418	0,75	SI

C. ANALISIS ESTRUCTURAL



C.1 CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 4,70 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA						
	E _H	L _S _H		EQ _{terr}		EQ _{Estri}	nΣVd
RESISTENCIA 1	9,97	3,40		0,00		0,00	13,38
RESISTENCIA 1	5,98	3,40		0,00		0,00	9,39
RESISTENCIA 1	9,97	3,40		0,00		0,00	13,38
RESISTENCIA 1	9,97	3,40		0,00		0,00	13,38
RESISTENCIA 1	5,98	3,40		0,00		0,00	9,39
RESISTENCIA 1	9,97	3,40		0,00		0,00	13,38
RESISTENCIA 1	6,65	1,94		0,00		0,00	8,59
RESISTENCIA 1	6,65	2,53		0,00		0,00	9,18
RESISTENCIA 1	6,65	0,00		0,00		0,00	6,65
EV. EXTREMO 1	5,98	0,97		2,48		8,21	17,64
EV. EXTREMO 1	5,98	0,97		2,48		8,21	17,64
EV. EXTREMO 1	5,98	0,97		2,48		8,21	17,64
EV. EXTREMO 1	5,98	0,97		2,48		8,21	17,64
EV. EXTREMO 1	5,98	0,97		2,48		8,21	17,64
EV. EXTREMO 1	5,98	0,97		2,48		8,21	17,64
EV. EXTREMO 1	5,98	0,97		2,48		8,21	17,64
EV. EXTREMO 1	5,98	0,97		2,48		8,21	17,64
EV. EXTREMO 1	5,98	0,97		2,48		8,21	17,64

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO						
	E _H	L _S _H		EQ _{terr}		EQ _{Estri}	nΣM
RESISTENCIA 1	9,37	2,28		0,00		0,00	11,66
RESISTENCIA 1	9,37	2,28		0,00		0,00	11,66
EV. EXTREMO 1	9,37	2,28		8,53		28,30	48,49
EV. EXTREMO 1	9,37	2,28		8,53		28,30	48,49

C.2 UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$$y = 2,955 \text{ m}$$

$$t_y = 0,432 \text{ m}$$

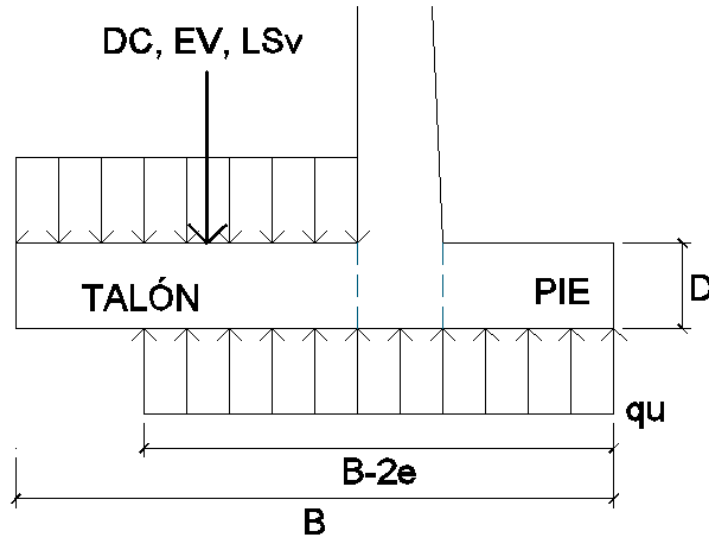
$$M_u = 48,49 \text{ Ton-m}$$

$$M_{u/2} = 24,23 \text{ Ton-m}$$

OK!

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)						
	E _H	L _S _H	BR	EQ _{terr}	EQ	EQ _{Estri}	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	5,89	1,44	0,00	0,00	0,00	0,00	6,96
RESISTENCIA 1	5,89	1,44	0,00	0,00	0,00	0,00	6,96
EV. EXTREMO 1	5,89	1,44	0,00	4,21	0,00	13,97	24,23
EV. EXTREMO 1	5,89	1,44	0,00	4,21	0,00	13,97	24,23

C.3 CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA					
	DC	LSv	EV			nΣVd
RESISTENCIA 1	6,75	3,81	3,52			14,08
RESISTENCIA 1	6,75	3,81	3,52			14,08
RESISTENCIA 1	4,86	3,81	2,61			11,28
RESISTENCIA 1	6,75	3,81	3,52			14,08
RESISTENCIA 1	6,75	3,81	3,52			14,08
RESISTENCIA 1	4,86	3,81	2,61			11,28
RESISTENCIA 1	5,40	2,17	2,61			10,18
RESISTENCIA 1	5,40	2,83	2,61			10,84
RESISTENCIA 1	5,40	0,00	2,61			8,01
EV. EXTREMO 1	6,75	1,09	3,52			11,36
EV. EXTREMO 1	4,86	1,09	3,52			9,47
EV. EXTREMO 1	6,75	1,09	2,61			10,45
EV. EXTREMO 1	4,86	1,09	2,61			8,56
EV. EXTREMO 1	6,75	1,09	3,52			11,36
EV. EXTREMO 1	6,75	1,09	2,61			10,45
EV. EXTREMO 1	4,86	1,09	3,52			9,47
EV. EXTREMO 1	4,86	1,09	2,61			8,56

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO					
	DC	LSv	EV			nΣM
RESISTENCIA 1	15,19	8,52	2,54			26,25
RESISTENCIA 1	15,19	8,52	2,54			26,25
RESISTENCIA 1	10,94	8,52	1,88			21,34
RESISTENCIA 1	15,19	8,52	2,54			26,25
RESISTENCIA 1	15,19	8,52	2,54			26,25
RESISTENCIA 1	10,94	8,52	1,88			21,34

RESISTENCIA 1	12,15	4,87	1,88			18,90
RESISTENCIA 1	12,15	6,33	1,88			20,36
RESISTENCIA 1	12,15	0,00	1,88			14,03
EV. EXTREMO 1	15,19	2,44	2,54			20,16
EV. EXTREMO 1	10,94	2,44	2,54			15,91
EV. EXTREMO 1	15,19	2,44	1,88			19,50
EV. EXTREMO 1	10,94	2,44	1,88			15,25
EV. EXTREMO 1	15,19	2,44	2,54			20,16
EV. EXTREMO 1	15,19	2,44	1,88			19,50
EV. EXTREMO 1	10,94	2,44	2,54			15,91
EV. EXTREMO 1	10,94	2,44	1,88			15,25

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

Para evento extremo I, se desprecia de una forma conservadora el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC)

COMBINACIÓN	q _{cara}	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
	(Kg/cm ²)	L _{TALÓN}	M (Ton-m)	nΣM
RESISTENCIA 1	0,83	1,20	5,97	5,97
RESISTENCIA 1	0,80	1,20	5,74	5,74
RESISTENCIA 1	0,65	1,20	4,70	4,70
RESISTENCIA 1	0,83	1,20	5,97	5,97
RESISTENCIA 1	0,80	1,20	5,74	5,74
RESISTENCIA 1	0,65	1,20	4,70	4,70
RESISTENCIA 1	0,60	1,20	4,30	4,30
RESISTENCIA 1	0,61	1,20	4,38	4,38
EV. EXTREMO 1	0,58	1,20	4,20	4,20
EV. EXTREMO 1	0,91	1,20	6,53	6,53
EV. EXTREMO 1	0,91	1,20	6,53	6,53
EV. EXTREMO 1	0,75	1,20	5,39	5,39
EV. EXTREMO 1	0,75	1,20	5,39	5,39
EV. EXTREMO 1	0,91	1,20	6,53	6,53
EV. EXTREMO 1	0,75	1,20	5,39	5,39
EV. EXTREMO 1	0,91	1,20	6,53	6,53
EV. EXTREMO 1	0,75	1,20	5,39	5,39

D. DISEÑO

D.1 DATOS

$$\begin{array}{ll}
 f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 & f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 r(\text{pant}) = 0,05 \text{ m} & r(\text{zapata}) = 0,075 \text{ m} \\
 \phi(\text{Flexión}) = 0,90 & \phi(\text{Corte}) = 0,90
 \end{array}$$

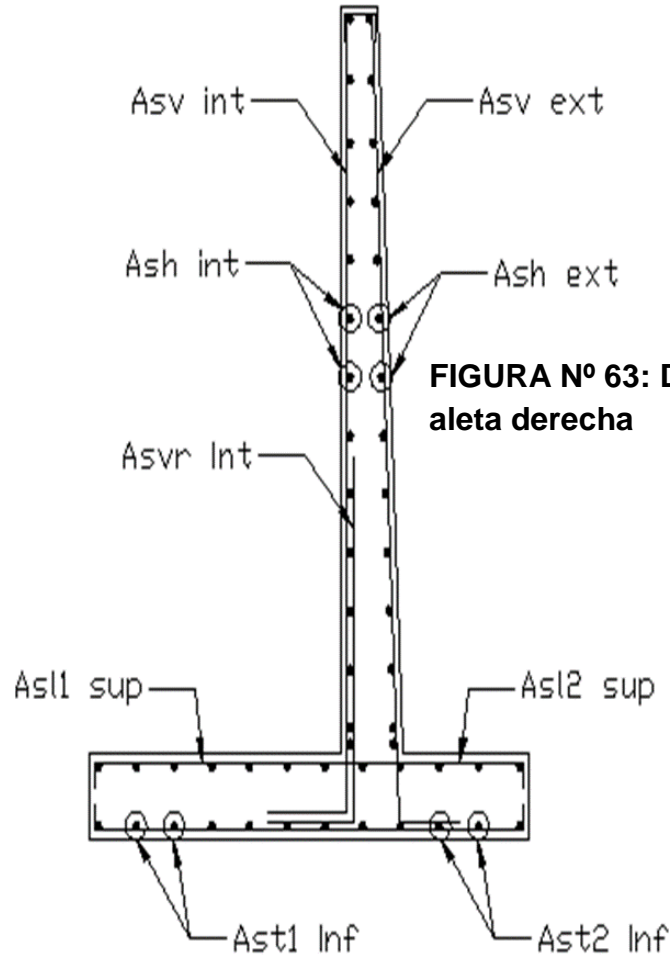


FIGURA N° 63: Distribución de acero en la aleta derecha

D.2 DISEÑO DE LA PANTALLA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f_c} \times b_v \times d_v$$

$$\phi V_c = 51,84 \text{ Ton}$$

$$V_u = 17,64 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	48,49 Ton-m
d	0,75 m
a	4,14 cm
As	17,59 cm ²
ρ	0,0023
ρ _{min}	0,0015
#6	2,85 cm ²

OK!

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
#6	2,85 cm ²
As _{min}	11,25 cm ²
N° Aceros	3,95
s (Calculado)	25,33 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{Vext}	#6@25

Nº Aceros	6,17
s (Calculado)	16,20 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{Vint}	#6@15
Ld	0,72 m
Lcorte (calc)	2,47 m
Lcorte (redond)	2,50 m
As _{Vint} /2	#6@30

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_x f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
#3	0,71 cm ²
ρ	0,0020
Ash	15,00 cm ²
Ash/3	5,00 cm ²
Nº Aceros	7,04
s (Calculado)	14,20 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{int}	#3@15
#6	2,85 cm ²
2*Ash/3	10,00 cm ²
Nº Aceros	3,51
s (Calculado)	28,50 cm
s (Redond.)	25 cm
Ash _{ext}	#3@25

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#3	0,71 cm ²
ρ	0,0020
Ash	7,64 cm ²
Ash/3	2,55 cm ²
Nº Aceros	3,59
s (Calculado)	27,87 cm
s (Redond.)	25 cm
Ash _{int}	#3@25
#4	1,27
2*Ash/3	5,09 cm ²
Nº Aceros	4,01
s (Calculado)	24,93 cm
s (Redond.)	25 cm
Ash _{ext}	#3@25

RESUMEN:	Ash _{int}	#3,1@5,17@15,r@25
	Ash _{ext}	#6,1@5,10@25,r@25

Limitación de la Fisuración mediante distribución de la armadura (Estado Límite de Servicio)

CARA INTERIOR

a) Esfuerzo máximo del acero (f_{sa})

$$d_c = \text{recubrimiento} + \phi/2$$

$$d_c = 5 + (3/4 \times 2,54)/2$$

$$d_c = 5,95 \text{ cm}$$

b = Espaciamiento del acero

$$b = 15,00 \text{ cm}$$

nv = Número de varillas

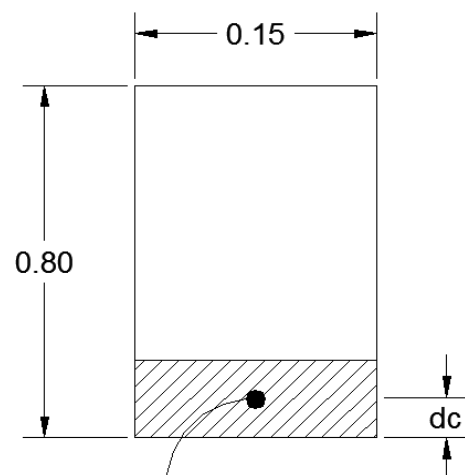
$$nv = 1$$

$$A = ((2 d_c) \times b) / nv$$

$$A = ((2 \times 5,95) \times 15) / 1$$

$$A = 178,575 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30591 \text{ Kg/cm}$$



1Ø3/4" @0.15

(Condición de Exposición moderada)

$$f_{sa} = Z/(d_c \times A)^{1/3} \leq 0,6 \times F_y$$

$$f_{sa} = 30591/(5,95 \times 178,57)^{1/3} \leq 0,6 \times 4200$$

$$f_{sa} = 2997,46 \text{ Kg/cm}^2 >$$

$$0,6 \times F_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Usar}$$

b) Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s \times C}{I} \times n$$

$M_s = 20,06 \text{ Tn.m}$ Momento de Servicio Positivo hallado anteriormente

Como tenemos el ancho de la losa que es 15 cm, multiplicamos el M_s por 0,15

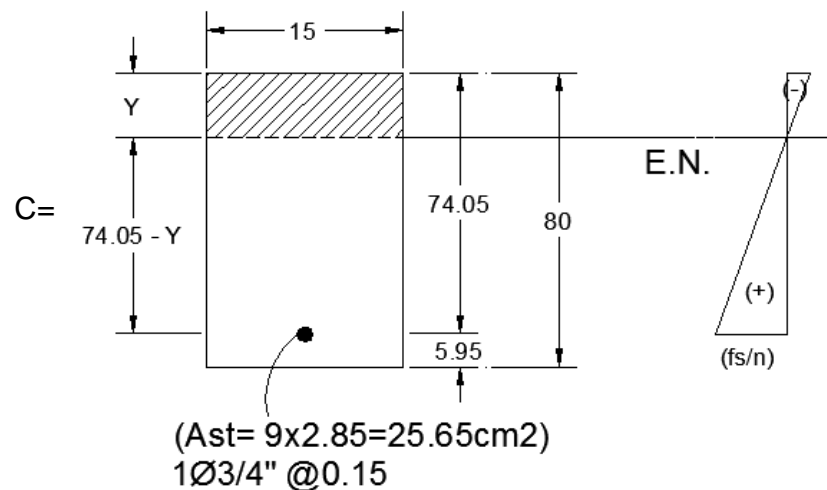
$$M_s = 20,06 \times 0,15$$

$$M_s = 3,01 \text{ Tn.m}$$

$$E_s = 2039400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 222355,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9,00$$



Area de acero transformada

$A_{st} =$ Relación modular x área de acero

$$A_{st} = 25,65$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar Y

$$80,00 \text{ y } (y/2) = \frac{25,65}{3} + (74,05 - Y)$$

$$Y = 6,58 \text{ cm} \quad C = 73,42 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st} \times c^2 + (b \times y^3)/3$$

$$I = 25,65 \times 73,42^2 + (15 \times 6,58^3)/3$$

$$I = 139700,04 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s \times C}{I} \times n = \frac{3,01 \times 10^5 \times 73,42 \times 9}{139700,04}$$

$$f_s = 1423,61 \text{ Kg/cm}^2 <$$

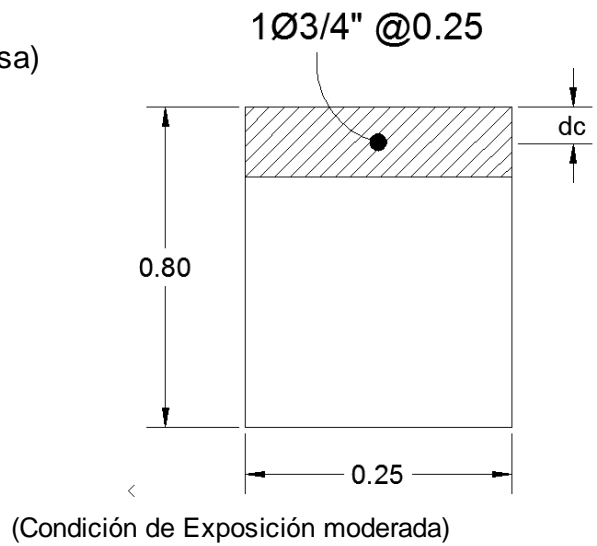
$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

OK

CARA EXTERIOR

a) Esfuerzo máximo del acero (f_{sa})

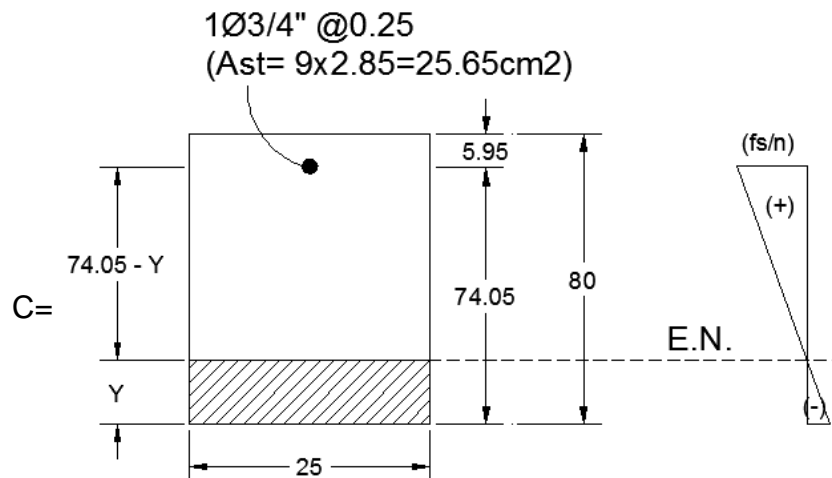
$dc = \text{recubrimiento} + \varnothing/2$
 $dc = 5 + (3/4 \times 2,54)/2$
 $dc = 5,95\text{cm}$
 $b = \text{Espaciamiento del acero}$
 $b = 25,00\text{cm}$
 $nv = \text{Número de varillas}$
 $nv = 1$
 $A = ((2 \text{ dc}) \times b)/nv$
 $A = ((2 \times 5,95) \times 25)/1$
 $A = 297,625 \text{ cm}^2$
 $Z = 30591 \text{ Kg/cm}$



$f_{sa} = Z/(dc \times A)^{1/3} \leq 0,6 \times F_y$
 $f_{sa} = 30591/(5,95 \times 297,63)^{1/3} \leq 0,6 \times 4200$
 $f_{sa} = 2528,16 \text{ Kg/cm}^2 > 0,6 \times F_y = 2520 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$ **Usar**

b) Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I}$
 $M_s = 20,06 \text{ Tn.m}$ Momento de Servicio Positivo hallado anteriormente
 Como tenemos el ancho de la losa que es 25 cm, multiplicamos el M_s por 0,25
 $M_s = 20,06 \times 0,25$
 $M_s = 5,02 \text{ Tn.m}$
 $E_s = 2039400 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_c = 222355,68 \text{ Kg/cm}^2$
 $n = 9,00$



Area de acero transformada

Ast= Relación modular x área de acero

Ast= 25,65

Momentos respecto al eje neutro para determinar Y

80,00 y (y/2)= 25,65 (76,55 - Y)

Y= 6,32 cm C= 73,68 cm

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

I= Ast x c² + (b x y³)/3

I= 25,65 x 73,68² + (15 x 6,32³)/3

I= 141350,88 cm⁴

fs= $\frac{M_s \times C \times n}{I} = \frac{7,81 \times 10^5 \times 73,68 \times 9}{140509,42}$

fs= 2353,18 Kg/cm²

<
OK

fsa= 2520 Kg/cm²

D.4 DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f_c} \times b_v \times d_v$

$\phi V_c = 31,11 \text{ Ton}$

Vu= 14,08 Ton **OK!**

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	20,16 Ton-m
d	0,43 m
a	3,06 cm
As	13,02 cm ²
ρ	0,0031
ρ_{min}	0,0015
#6	2,85 cm ² OK!
Nº Aceros	4,57
s (Calculado)	21,89 cm
s (Redond.)	20 cm
Aslinf	#6@20

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#4	1,27 cm ²
Asmin	6,38 cm ²
Nº Aceros	5,02
s (Calculado)	19,92 cm
s (Redond.)	20 cm
Aslsup	#4@20

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_x f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f' \times c \times b}$$

ACERO TRANSVERSAL

Ast	#4@20
-----	-------

D5. DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = \phi \times 0,53 \times \sqrt{f_c} \times b_v \times d_v$$

$$\phi V_c = 31,11 \text{ Ton}$$

$$V_u = 6,53 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	6,53 Ton-m
d	0,43 m
a	0,97 cm
As	4,11 cm ²
ρ	0,0010
ρ_{min}	0,0015
#4	1,27 cm ²
Nº Aceros	5,02
s (Calculado)	19,92 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{inf}	#4@20

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#4	1,27 cm ²
As _{min}	6,38 cm ²
Nº Aceros	5,02
s (Calculado)	19,92 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{sup}	#4@20

Usar As_{min}!

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_x f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

ACERO TRANSVERSAL

Ast	#4@20
-----	-------

5.3.7 DISEÑO DE APOYOS ELASTOMERICOS DEL PUENTE

5.3.7.1 DISEÑO DE APOYO ELASTOMERICO PARA ESTRIBOS

A. CARGAS DE DISEÑO

El apoyo de elastómero deberá satisfacer los criterios de diseño bajo cargas de servicio sin impacto.

Para vigas exteriores:

$$V_{LL} = 37,73 \text{ tn}$$

$$V_{DL} = \underline{120,91} \text{ tn}$$

$$158,64 \text{ tn}$$

El diseño se hará con la carga de servicio de 158,64 tn

B. MOVIMIENTO MAXIMO LONGITUDINAL EN EXTREMOS

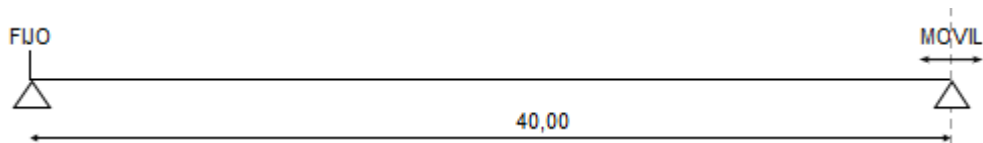
Considerando:

$$\Delta T = 32,3^\circ$$

$$\alpha = 1,08E-05/^\circ\text{C}$$

Deformación por temperatura:

$$\epsilon_{\text{TEMP}} \alpha \Delta T = 1,08E-05 (32,3) = 0,000349$$



El movimiento máximo longitudinal se puede calcular de:

$$\Delta s = \gamma L_e (\epsilon_{\text{TEMP}} + \epsilon_{\text{SH}})$$

Donde.

γ = Factor de craga para efectos térmicos.

$$\gamma = 1,2$$

L_e = Longitud total expandible

$$L_e = 40000 \text{ mm}$$

$$\Delta s = 1,2(40\ 000) (6,94E-04) = 31,1 \text{ mm}$$

C. ESPESOR PRELIMINAR

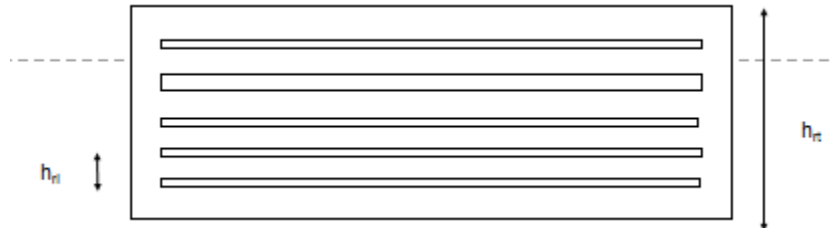
Para prevenir el corrimiento de los bordes y la de laminación debido a la fatiga, el espesor total del apoyo elastómerico debe ser:

$$h_{rt} > 2 \Delta s = 2 (21,11) = 62,29 \text{ mm}$$

Se asumirá:

$$h_{rt} = 125,0 \text{ mm}$$

$$h_{ri} = 25,0 \text{ mm}$$



D. AREA DE APOYO PRELIMINAR

Factor de forma de una capa de elastómero es:

$$S_i = \frac{L W}{2h_{ri} (L+W)} \quad (3.8.5.2.1-1)$$

Donde:

L = Longitud del apoyo

W = Ancho del apoyo (dirección transversal)

h_{ri} = Espesor de la capa i-ésima de elastómero

Los esfuerzos de compresión de una capa de elastómero sujeta a deformaciones por corte deberán satisfacer:

$$\text{Esfuerzo por carga total:} \quad \sigma_s \leq 1,66 \text{ GS} \leq 11,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo por carga viva:} \quad \sigma_L \leq 0,66 \text{ GS}$$

Donde:

G = Módulo de corte del elastómero (MPa)

S = Factor de forma

Para un neopreno de dureza Shore 60, G se encuentra entre 0.95 y 1.2 Mpa.

Asumiendo:

$$W = 400 \text{ mm}$$

$$L = 580 \text{ mm}$$

$$h_{ri} = 25,0 \text{ mm}$$

$$S_i = 4,73$$

$$\sigma_s = \frac{R}{LW} = 6,71 \text{ Mpa} < 11,0 \text{ MPa}$$

$$= 1,66 \text{ GS} = (1,66)(0,95)(5) = 7,47 \text{ MPa OK}$$

$$\sigma_L = \frac{R_L}{LW} = 1,59 \text{ Mpa} < 11,0 \text{ Mpa}$$

$$= 0,66 \text{ GS} = (0,66)(0,95)(5) = 2,97 \text{ MPa OK}$$

E. DEFLEXION INSTANTANEA AXIAL

La deflexión instantánea se puede calcular como:

$$\delta = \sum \epsilon_i h_{ri}$$

Donde:

ϵ_i = Deformación por compresión de la capa i-ésima de elastómero

h_{ri} = Espesor de una capa i-ésima de elastómero

Dado:

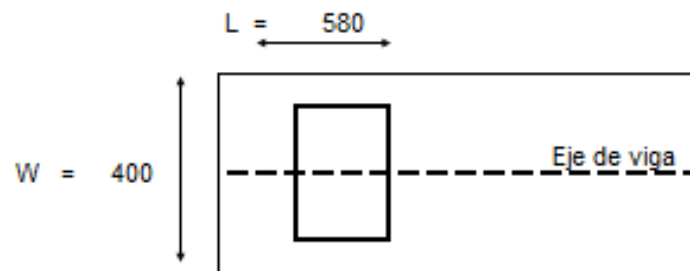
$$\sigma_s = 6,71 \text{ MPa}$$

$S = 4,7$ de gráficos de diseño se obtiene:

$$\epsilon_i = 0,07$$

La deflexión instantánea sería:

$$\delta = 4(0,07)(25,0) = 7 \text{ mm}$$



F. CAPACIDAD DE ROTACION DEL APOYO

La capacidad de rotación del apoyo se puede calcular como:

$$\theta_{MAX} = \frac{2 \delta}{L} = 0,024 \text{ rad}$$

Rotación de diseño θ_S , en estado límite de servicio:

$$\theta_S = \theta_{DC} + \theta_L + \theta_{INC}$$

Donde:

θ_{DC} = Rotación debido a la contraflecha que refleja la deflexión por carga permanente (valor negativo).

θ_L = Rotación debido a la deflexión por carga viva.

θ_{INC} = Rotación debido a incertidumbres $\pm 0,01$ rad

Rotación instantánea debida a la carga permanente θ_{DI} :

$$\theta_{DC} = 0,0028 \text{ rad}$$

Rotación debida a la carga viva θ_{DL} :

$$\theta_L = 0,0014 \text{ rad}$$

Rotación de diseño:

La rotación de diseño en el estado límite de servicio.

$$\theta_S = \theta_{DC} + \theta_L + \theta_{INC}$$

$$\theta_S = 0,0028 + 0,001 \pm 0,01$$

$$\theta_S = 0,009 \text{ rad} \quad \text{Valor crítico}$$

$$\theta_S = -0,001 \text{ rad}$$

Verificando:

$$\theta_S = 0,009 \text{ rad} < \theta_{MAX} = 0,024 \text{ rad} \quad \text{OK}$$

G. COMPRESION Y ROTACION COMBINADA

Se debe diseñar los apoyos para evitar el levantamiento de cualquier Punto del apoyo y para prevenir un excesivo esfuerzo de compresión sobre un borde bajo cualquier combinación de cargas y rotación correspondiente.

Verificación por levantamiento.

Los requerimientos de levantamiento para apoyos rectangulares se pueden satisfacer con las siguientes condiciones:

$$\sigma_s > \sigma_{UPMIN} = 1,0 \quad G S \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \quad (3.8.5.2.4.3-1)$$

Donde:

$$\theta_s = \text{Rotación de diseño} = 0,009 \text{ rad}$$

$$n = \text{Número de capas interiores de elastómeros} = 5$$

$$B = \text{Longitud en dirección de la rotación} = 580 \text{ mm}$$

$$G = \text{Módulo de corte} = \begin{cases} 1,20 & \text{Criterio de levantamiento} \\ 0,95 & \text{Criterio de corte} \end{cases}$$

$$S = \text{Factor de forma} = 5$$

$$h_{ri} = \text{Espesor de la capa i-ésima de elastómero} = 25,0 \text{ mm}$$

$$\sigma_{UPMIN} = 1,0 \left[1,20 \right] \left[5 \right] \left(\frac{0,009}{5} \right) \left(\frac{580}{25,0} \right)^2 = 5,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{UPMIN} = 5,62 \text{ MPa} < \sigma_s = 6,71 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Verificación por compresión.

Los requerimientos de esfuerzo de compresión para apoyos rectangulares sometidos a deformaciones por corte pueden satisfacerse por:

$$\sigma_s < \sigma_{CMAX} = 1,875 + G S \left\{ 1 - 0,20 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right\} \quad (3.8.5.2.4.3-2)$$

$$\sigma_{CMAX} = 1,875 \left[0,95 \right] \left[5 \right] \left\{ 1 - 0,20 \left(\frac{0,009}{5} \right) \left(\frac{580}{25,0} \right)^2 \right\}$$

$$\sigma_{CMAX} = 6,77 \text{ MPa} > \sigma_s = 6,71 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

H. ESTABILIDAD

Los esfuerzos de compresión se limitan a la mitad del esfuerzo de pandeo estimado.

Para tableros con desplazamiento lateral:

$$\sigma_s \leq \sigma_{Cr} = \frac{G}{2A - B}$$

Considerando:

$$h_{rt} = 5 [25,0] + 2 [12,5] = 150 \text{ mm}$$

Donde:

$$A = \frac{1,92 (h_{rt}/L)}{S \sqrt{1 + (2L/W)}} = \frac{1,92 [150 / 580]}{5 \sqrt{1 + [(580 / 400)]}} = 0,053 \quad (3.8.5.2.4.4-1)$$

$$B = \frac{2,67}{S(S+2)(1+L/4W)} = \frac{2,67}{5 [5+2] [1 + (580 / 4 [400])]} = 0,061 \quad (3.8.5.2.4.4-2)$$

$$\sigma_{Cr} = \frac{0,95}{2 [0,053] - 0,061} = 21,23$$

$$\sigma_{Cr} = 21,23 \text{ MPa} > \sigma_s = 6,71 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

I. REFUERZO EN EL APOYO

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3 h_{MAX} \sigma_s}{F_y} \quad (3.8.5.2.4.5-1)$$

En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2 h_{MAX} \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (3.8.5.2.4.5-2)$$

Donde:

h_s = Espesor de la platina de refuerzo

h_{MAX} = Valor máximo de h_{ri} = 25,0 mm

F_y = Esfuerzo de fluencia del material = 248 MPa

ΔF_{TH} = Esfuerzo de fatiga, categoría A (AASHTO), elementos plai 165 MPa

Se calculan:

En el estado límite de servicio:

$$h_s = \frac{3 [25] [6,71]}{248} = 2,03 \text{ mm}$$

En el estado límite de fatiga:

$$h_s = \frac{2 [25] [1,59]}{165} = 0,72 \text{ mm}$$

Usar: $h_s = 2,03$ mm

El aparato de apoyo sería:

Apoyo elastomérico de:

$L = 580$ mm

$W = 400$ mm

5 capas interiores de 25,0 mm

2 capas exteriores de 12,5 mm

6 planchas de refuerzo de 2,03 mm

Espesor total = 162,2 mm

J. CALCULO DE PERNOS DE FIJACION

VDL = 120,91 tn Cortante por cargas permanentes

La máxima carga horizontal transversal por sismo es:

$F_{EQ} = 10\% DL = 12,09$ tn

Resistencia del perno de anclaje

Area de barra $\varnothing 1 = 5,10$ cm²

Acero $f_y = 4200$ Kg/cm²

Número de fierros $N = 2$

$R_n = 0,48 A_b f_y N = 0,48(5,10)(4200)(2) = 20563,2$ kg

$R_r = \varnothing R_n = 0,65(20563,2) = 13366$ kg

$R_r > F_{EQ}$ OK

Tensión del perno de anclaje

Fact. = $\varnothing 0,85 f'_c m$

$m = 0,75$ (asumido)

$\varnothing = 0,70$ (factor de resistencia)

$f'_c = 210$ Kg/cm²

Fact. = $0,70 (0,85) (210) 0,75 = 93,71$ Kg/cm²

Carga transversal por perno de anclaje

$$F_{\text{perno}} = 12,09 / 2 = 6,05 \text{ tn} = 6045,5 \text{ kg}$$

Area del perno de fijación que resiste la carga horizontal transversal

$$A_1 = F_{\text{perno}} / (\text{Fact.} / N) = 129,02 \text{ cm}^2$$

A_1 es el producto del diámetro del perno de anclaje y la longitud que fija el perno en el concreto.

Longitud requerida

$$L_{\text{req}} = \frac{A_1}{\varnothing_{\text{barra}}}$$

$$\text{Diámetro de } \varnothing_1 = 2,54 \text{ cm}$$

$$L_{\text{req}} = \frac{192,02}{2,54} = 50,80 \text{ cm}$$

Usar $L_{\text{anclaje}} = 50 \text{ cm}$

5.3.7.2 DISEÑO DE APOYO ELASTOMERICO PARA EL PILAR

A. CARGAS DE DISEÑO

El apoyo de elastómero deberá satisfacer los criterios de diseño bajo cargas de servicio sin impacto.

Para vigas exteriores:

$$V_{LL} = 94,23 \text{ tn}$$

$$V_{DL} = \underline{241,82} \text{ tn}$$
$$366,05 \text{ tn}$$

El diseño se hará con la carga de servicio de 158,64 tn

B. MOVIMIENTO MAXIMO LONGITUDINAL EN EXTREMOS

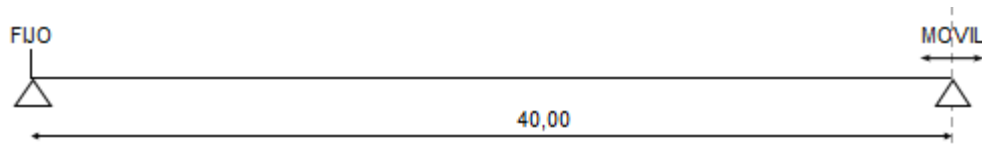
Considerando:

$$\Delta T = 32,3^\circ$$

$$\alpha = 1,08E-05/^\circ\text{C}$$

Deformación por temperatura:

$$\epsilon_{TEMP} \propto \Delta T = 1,08E-05 (32,3) = 0,00035$$



El movimiento máximo longitudinal se puede calcular de:

$$\Delta s = \gamma Le (\epsilon_{TEMP} + \epsilon_{SH})$$

Donde.

γ = Factor de craga para efectos térmicos.

$$\gamma = 1,2$$

Le = Longitud total expandible

$$Le = 40000 \text{ mm}$$

$$\Delta s = 1,2(40\ 000) (6,94E-04) = 31,1 \text{ mm}$$

C. ESPESOR PRELIMINAR

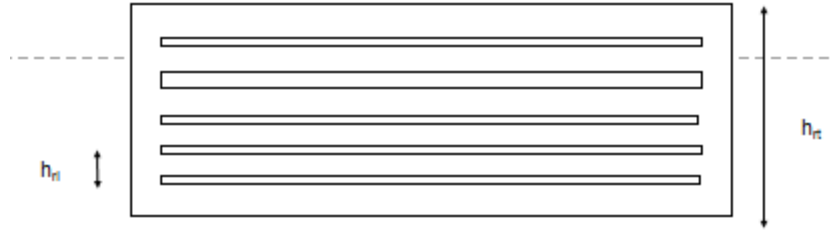
Para prevenir el corrimiento de los bordes y la delaminación debido a la fatiga, el espesor total del apoyo elastómerico debe ser:

$$h_{rt} > 2 \Delta s = 2 (21,11) = 62,29 \text{ mm}$$

Se asumirá:

$$h_{rt} = 100,0 \text{ mm}$$

$$h_{ri} = 20,0 \text{ mm}$$



D. AREA DE APOYO PRELIMINAR

Factor de forma de una capa de elástico es:

$$S_i = \frac{L W}{2h_{ri} (L+W)} \quad (3.8.5.2.1-1)$$

Donde:

L = Longitud del apoyo

W = Ancho del apoyo (dirección transversal) h

h_{ri} = Espesor de la capa i-ésima de elastómero

Los esfuerzos de compresión de una capa de elastómero sujeta a deformaciones por corte deberá satisfacer:

Esfuerzo por carga total: $\sigma_s \leq 1,66 GS \leq 11,0 \text{ MPa}$

Esfuerzo por carga viva: $\sigma_L \leq 0,66 GS$

Donde:

G = Módulo de corte del elastómero (MPa)

S = Factor de forma

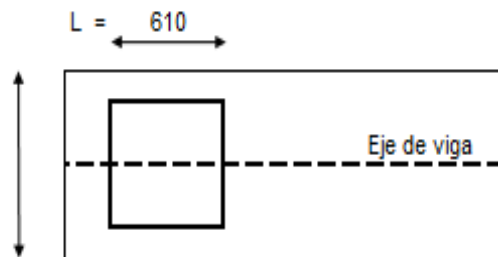
Para un neopreno de dureza Shore 60, G se encuentra entre 0.95 y 1.2 Mpa.

Asumiendo:

W = 560 mm

L = 610 mm

W = 560



$$h_{ri} = 20,0 \text{ mm}$$

$$S_i = 7,3$$

$$\sigma_s = \frac{R}{LW} = 9,65 \text{ Mpa} < 11,0 \text{ MPa}$$

$$= 1,66 \text{ GS} = (1,66)(0,95)(7,3) = 11,51 \text{ MPa OK}$$

$$\sigma_L = \frac{R_L}{LW} = 2,71 \text{ Mpa} < 11,0 \text{ Mpa}$$

$$= 0,66 \text{ GS} = (0,66)(0,95)(5) = 4,58 \text{ MPa OK}$$

E. DEFLEXION INSTANTANEA AXIAL

La deflexión instantanea se puede calcular como:

$$\delta = \sum \epsilon_i h_{ri}$$

Donde:

ϵ_i = Deformación por compresión de la capa i-ésima de elastómero

h_{ri} = Espesor de una capa i-ésima de elastómero

Dado:

$\sigma_s = 9,65 \text{ MPa}$ $S = 7,3$ de gráficos de diseño se obtiene:

$$\epsilon_i = 0,0545$$

La deflexión instantanea seria:

$$\delta = 4(0,0545)(20,0) = 4,36 \text{ mm}$$

F. CAPACIDAD DE ROTACION DEL APOYO

La capacidad de rotación del apoyo se puede calcular como:

$$\theta_{MAX} = \frac{2 \delta}{L} = 0,014 \text{ rad}$$

Rotación de diseño θ_s , en estado límite de servicio:

$$\theta_s = \theta_{DC} + \theta_L + \theta_{INC}$$

Donde:

θ_{DC} = Rotación debido a la contraflecha que refleja la deflexión por carga permanente (valor negativo).

θ_L = Rotación debido a la deflexión por carga viva.

θ_{INC} = Rotación debido a incertidumbres $\pm 0,01$ rad

Rotación instantánea debida a la carga permanente θ_{DI} :

$\theta_{DC} = 0,0030$ rad

Rotación debida a la carga viva θ_{DL} :

$\theta_L = 0,0014$ rad

Rotación de diseño:

La rotación de diseño en el estado límite de servicio.

$\theta_S = \theta_{DC} + \theta_L + \theta_{INC}$

$\theta_S = 0,0028 + 0,001 \pm 0,01$

$\theta_S = 0,009$ rad Valor crítico

$\theta_S = -0,001$ rad

Verificando:

$\theta_S = 0,009$ rad $< \theta_{MAX} = 0,024$ rad OK

G. COMPRESION Y ROTACION COMBINADA

Se debe diseñar los apoyos para evitar el levantamiento de cualquier Punto del apoyo y para prevenir un excesivo esfuerzo de compresión sobre un borde bajo cualquier combinación de cargas y rotación correspondiente.

Verificación por levantamiento.

Los requerimientos de levantamiento para apoyos rectangulares se pueden satisfacer con las siguientes condiciones:

$$\sigma_S > \sigma_{UPMIN} = 1,0 \ G S \left(\frac{\theta_S}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2$$

Donde:

θ_S = Rotación de diseño = 0,009 rad

n = Número de capas interiores de las 8

B = Longitud en dirección de la rot 610 mm

G = Módulo de corte = $\begin{cases} 1,20 & \text{Criterio de levantamiento} \\ 0,95 & \text{Criterio de corte} \end{cases}$

S = Factor de forma = 7

h_{ri} = Espesor de la capa i-ésima de las 20,0 mm

$$\sigma_{UPMIN} = 1,0 \ (1,20) \ (7) \ \left(\frac{0,009}{8} \right) \ \left(\frac{610}{20,0} \right)^2 \ 9,4 \ \text{MPa}$$

$$\sigma_{UPMIN} = 9,36 \ \text{MPa} < \sigma_S = 9,65 \ \text{MPa} \quad \text{OK}$$

Verificación por compresión.

Los requerimientos de esfuerzo de compresión para apoyos rectangulares sometidos a deformaciones por corte pueden satisfacerse por:

$$\sigma_S < \sigma_{CMAX} = 1,875 + G S \left\{ 1 - 0,20 \left(\frac{\theta_S}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right\} \quad (3.8.5.2.4.3-2)$$

$$\sigma_{CMAX} = 1,875 \ (0,95) \ (7) \ \left\{ 1 - 0,20 \left(\frac{0,009}{8} \right) \ \left(\frac{610}{20,0} \right)^2 \right\}$$

$$\sigma_{CMAX} = 10,22 \ \text{MPa} > \sigma_S = 9,65 \ \text{MPa} \quad \text{OK}$$

H. ESTABILIDAD

Los esfuerzos de compresión se limitan a la mitad del esfuerzo de pandeo estimado.

Para tableros con desplazamiento lateral:

$$\sigma_S \leq \sigma_{Cr} = \frac{G}{2A - B}$$

Considerando:

$$h_{rt} = 8 [20,0] + 2 [10] = 180 \text{ mm}$$

Donde:

$$A = \frac{1,92 (h_{rt} / L)}{S \sqrt{1 + (2L / W)}} = \frac{1,9 [180 / 610]}{7 \sqrt{1 + 2 [610 / 560]}} = 0,044 \quad (3.8.5.2.4.4-1)$$

$$B = \frac{2,67}{S (S + 2) (1 + L / 4W)} = \frac{2,67}{7 (7 + 2) [1 + (610 / 4 [560])]} = 0,031$$

$$\sigma_{Cr} = \frac{0,95}{2 [0,044] - 0,031} = 16,92 \quad (3.8.5.2.4.4-2)$$

$$\sigma_{Cr} = 16,92 \text{ MPa} > \sigma_S = 9,65 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

I. REFUERZO EN EL APOYO

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3 h_{MAX} \sigma_S}{F_y}$$

En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2 h_{MAX} \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Donde:

h_s = Espesor de la platina de refuerzo

h_{MAX} = Valor máximo de h_{ri} = 20,0 mm

F_y = Esfuerzo de fluencia del materi 248 MPa

ΔF_{TH} = Esfuerzo de fatiga, categoria A (AASHTO), eleme 165 MPa

Se calculan:

En el estado límite de servicio:

$$h_s = \frac{3 [20] [9,65]}{248} = 2,33 \text{ mm}$$

En el estado límite de fatiga:

$$h_s = \frac{2 [20] [2,71]}{165} = 0,98 \text{ mm}$$

Usar: $h_s = 2,33 \text{ mm}$

El aparato de apoyo sería:

Apoyo elastomérico de:

$$L = 610 \text{ mm}$$

$$W = 5600 \text{ mm}$$

$$5 \text{ capas interiores de } 20,0 \text{ mm}$$

$$2 \text{ capas exteriores de } 10,0 \text{ mm}$$

$$6 \text{ planchas de refuerzo de } 2,33 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor total} = 210,0 \text{ mm}$$

J. CALCULO DE PERNOS DE FIJACION

$$VDL = 241,82 \text{ tn Cortante por cargas permanentes}$$

La máxima carga horizontal transversal por sismo es:

$$F_{EQ} = 10\% DL = 24,18 \text{ tn}$$

Resistencia del perno de anclaje

$$\text{Area de barra } \emptyset 1 = 5,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero } f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Número de fierros } N = 4$$

$$R_n = 0,48 A_b f_y N = 0,48(5,10)(4200)(4) = 41126,4 \text{ kg}$$

$$R_r = \emptyset R_n = 0,65(41126,4) = 26732,16 \text{ kg}$$

$$R_r > F_{EQ} \text{ OK}$$

Tensión del perno de anclaje

$$\text{Fact.} = \emptyset 0,85 f'_c m$$

$$m = 0,75 \text{ (asumido)}$$

$$\emptyset = 0,70 \text{ (factor de resistencia)}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Fact.} = 0,70 (0,85) (210) 0,75 = 93,71 \text{ Kg/cm}^2$$

Carga transversal por perno de anclaje

$$F_{\text{perno}} = 24,18 / 2 = 6,05 \text{ tn} = 6045,5 \text{ kg}$$

Area del perno de fijación que resiste la carga horizontal transversal

$$A1 = F_{\text{perno}} / (\text{Fact.} / N) = 258,04 \text{ cm}^2$$

A1 es el producto del diametro del perno de anclaje y la longitud que fija el perno en el concreto.

Longitud requerida

$$L_{\text{req}} = \frac{A1}{\varnothing_{\text{barra}}} = L_{\text{req}} = \frac{258,04}{2,54} = 101,59 \text{ cm}$$

Diámetro de $\varnothing 1 = 2,54 \text{ cm}$

Usar Lanclaje = 100 cm

5.3.8 DISEÑO DEL LA SOLDADURA DE CONEXIÓN DEL APOYO

5.3.8.1 CONEXIÓN SOLDADA DEL APOYO DEL ESTRIBO CON LA ARMADURA

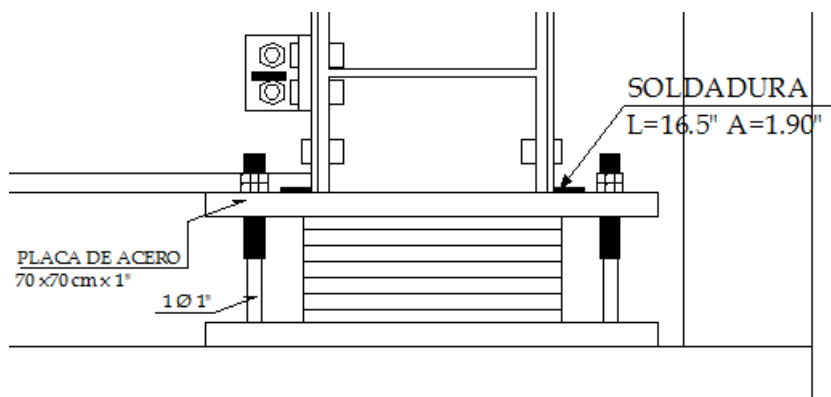


FIGURA N° 64:
Conexión de apoyo elastomérico móvil

-Diseño de soldadura para carga axial:

$$\text{Reacción} = 452,67 \text{ Klb} \quad t_f = 1,19 \text{ plg}$$

$$P_u = 288,89 \text{ Klb}$$

$$C = T = 144,45 \text{ Klb}$$

$$\text{Área de la soldadura de ranura requerida} = \frac{144,445}{(0,9) \times (36)} = 4,46 \text{ plg}^2$$

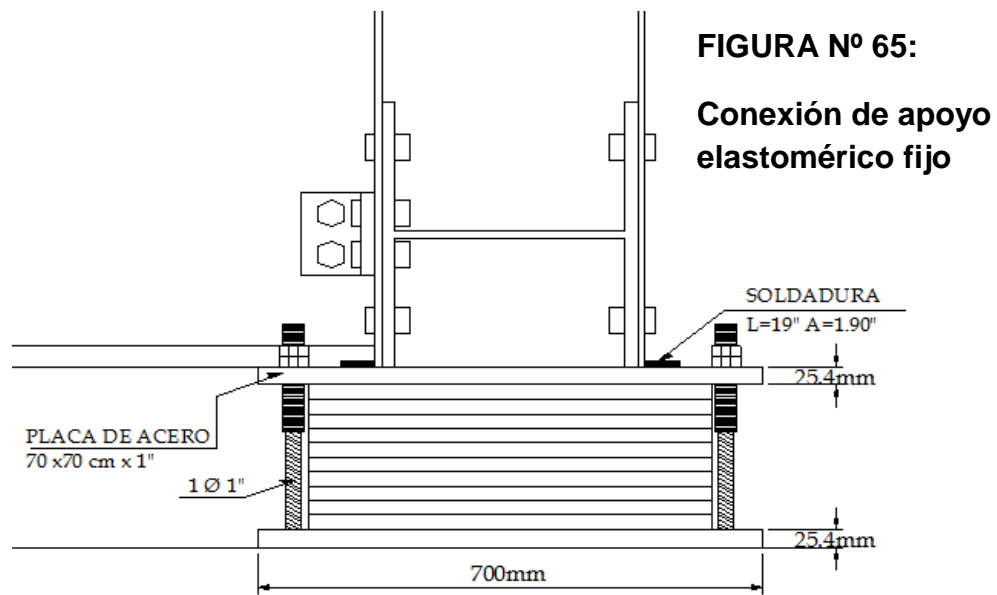
$$\text{Ancho requerido} = 4,46 / 1,19 = 3,75 \text{ plg de ancho}$$

-Diseño de soldadura para cortante:

Usando un filete de 5/16 plg.

$$\frac{452,67}{(0,707)\left(\frac{5}{16}\right)(0,75)(0,6 \times 70)} = 65 \text{ plg}$$

5.3.8.2 CONEXIÓN SOLDADA DEL APOYO DEL PILAR CON LA ARMADURA



-Diseño de soldadura para carga axial:

$$\text{Reacción} = 517,5 \text{ Klb} \quad t_f = 1,19 \text{ plg}$$

$$P_u = 284,60 \text{ Klb}$$

$$C = T = 142,30 \text{ Klb}$$

$$\text{Área de la soldadura de ranura requerida} = \frac{142,30}{(0,9) \times (36)} = 4,46 \text{ plg}^2$$

$$\text{Ancho requerido} = 4,39 / 1,19 = 3,69 \text{ plg de ancho}$$

-Diseño de soldadura para cortante:

Usando un filete de 5/16 plg.

$$\frac{517}{(0,707)\left(\frac{5}{16}\right)(0,75)(0,6 \times 70)} = 75 \text{ plg}$$

5.3.9 DISEÑO DEL PILAR CENTRAL DEL PUENTE

5.3.9.1 EFECTOS SÍSMICOS: EQ

Para determinar los efectos causados por un sismo severo, se ha realizado un análisis dinámico mediante el método espectral multimodal. Las fuerzas sísmicas son el resultado de la multiplicación las masas efectivas del puente y sus respectivas aceleraciones espectrales.

El espectro de aceleraciones con el que se ha realizado el análisis sísmico corresponde al de la Zona 4 Manual de diseño de puentes.

Espectro de Aceleración Sísmica:

El proyecto se elaboró tomando en cuenta un Suelo Perfil Tipo I, tomando como coeficiente de sitio $S = 1.2$ Tomando en cuenta lo descrito anteriormente, el espectro suavizado de diseño, expresado como fracción de la gravedad está dada por la siguiente ecuación:

$$C_{sn} = 1.2 AS / T_n^{2/3} \leq 2.5 A$$

Donde :

C_{sn} : máxima aceleración horizontal, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.

A : coeficiente de aceleración, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.

S : coeficiente adimensional que representa las características del perfil del suelo.

T_n : periodo de vibración del “n-ésimo” modo (s).

El factor de modificación de respuesta R , para la subestructura, es igual a $R = 3.5$.

Tabla 2.4.3.11.5 Zonas Sísmicas

Coefficiente de Aceleración	Zona Sísmica
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

Coeficiente de sitio	Tipo de Perfil de Suelo			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

T (s)	Cn	Cn/R
0,00	0,75	0,2143
0,44	0,75	0,2143
0,60	0,61	0,1735
0,80	0,50	0,1432
1,00	0,43	0,1234
1,20	0,38	0,1093
1,40	0,35	0,0986
1,60	0,32	0,0902
1,80	0,29	0,0834
2,00	0,27	0,0778
2,50	0,23	0,0670
3,00	0,21	0,0593
3,50	0,19	0,0535
4,00	0,17	0,0490
4,50	0,16	0,0453
5,00	0,15	0,0422
5,50	0,14	0,0396
6,00	0,13	0,0374
6,50	0,12	0,0354
7,00	0,12	0,0337
7,50	0,11	0,0322
8,00	0,11	0,0309
8,50	0,10	0,0296
9,00	0,10	0,0285
9,50	0,10	0,0275
10,00	0,09	0,0266

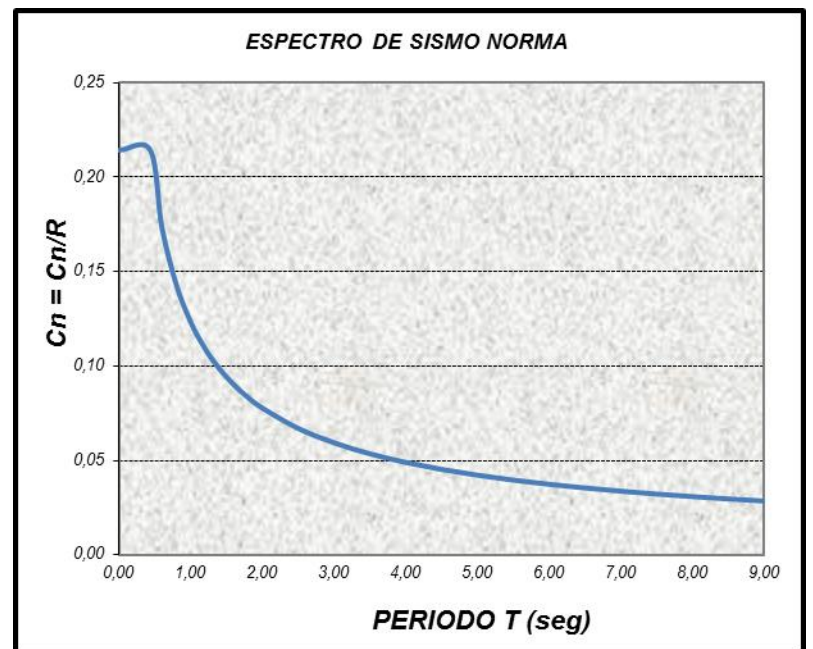


FIGURA Nº 54

Espectro de respuesta

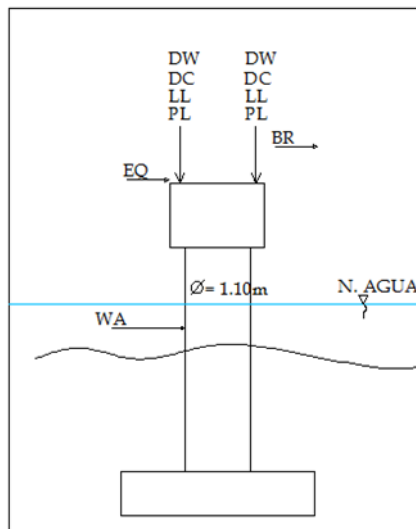
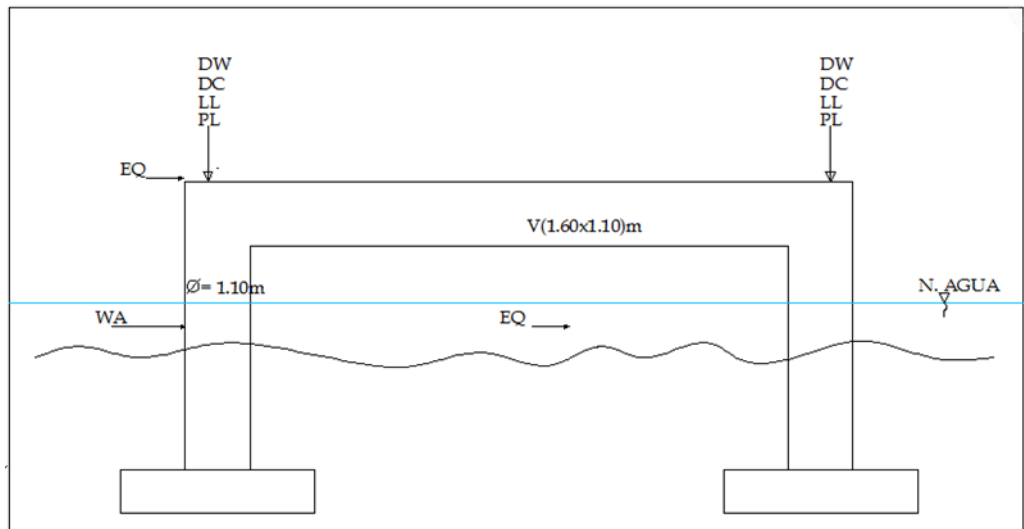
Estas cargas sísmicas representadas por los coeficientes de aceleración tienen un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Esto corresponde a un período de retorno de 475 años.

De acuerdo al “Estudio Geotécnico para la Cimentación del , el perfil de suelo en donde se cimentara el puente corresponde a un perfil de suelo equivalente al tipo II de la especificación para diseño sísmico de AASHTO.

5.3.9.2 MODELO PARA EL ANALISIS

Cargas:

Se considerando las siguientes fuerzas para el analisis del portico:



Las siguientes cargas se obtubieron del analisis estructural hechos en el sap 2000:

Sentido longitudinal:

DC = 187,52 Tn
 DW = 54,3 Tn
 LL = 55,08 Tn
 PL = 17,22 Tn

- Efectos del Agua en Movimiento

a) En Dirección Longitudinal:

$$p = 0,5 C_D V^2$$

donde:

P = presión media de la corriente de agua en kN/m²

CD = coeficiente de arrastre longitudinal indicado en la tabla

V = velocidad máxima del agua en m/s

V del analisis hidráulico: 3,18m/s

CD: 0,7

$$p = 0,5 \times 0,7 \times (3,18)^2$$

$$p = 3,54 \text{ KN/m}^2$$

Tipo de Estructura	C_D
Pilar con extremo semicircular	0,7
Pilar con extremo plano	1,4
Pilar con extremo en ángulo agudo	0,8
Troncos u otros escombros	1,4

La resultante de la fuerza debida al movimiento del agua se calculará como el producto de la presión media por el área proyectada en dirección normal a la corriente y se considerará aplicada a una altura, medida desde el fondo de río, igual a 60% del tirante de agua.

ha = altura de agua sobre el pilar(1,04m)

$$\text{Area} : \frac{2\pi r}{2} x ha = \pi(0,55)(1,04)=1,797\text{m}^2$$

$$W_a = p x A$$

$$W_a = 3,54 \times 1,797 = 6,36\text{KN}$$

$$W_a = 6,36/9,81 = 0,65 \text{ tn}$$

b) Sentido transversal:

DC = 187,52 Tn
 DW = 54,3 Tn
 LL = 55,08 Tn
 PL = 17,22 Tn

Efectos del Agua en Movimiento

Cuando la dirección de flujo forme un ángulo, θ , con la dirección del pilar se supondrá que sobre la cara lateral del mismo actúa una presión uniforme dada por:

$$p = 0,5 C_T V^2$$

donde:

P = presión lateral en kN/m²

CT = coeficiente de arrastre transversal indicado en la tabla

V = velocidad máxima del agua en m/s

Tabla 2.4.3.8.3.2-1 Coeficiente de Arrastre Transversal

Ángulo entre la dirección del flujo y la dirección longitudinal del pilar	C_T
0°	0
5°	0,5
10°	0,7
20°	0,9
30° ó más	1,0

$$p = 0,5 \times 1,0 \times (3,18)^2$$

$$p = 5,06 \text{ KN/m}^2$$

$$W_a = 5,06 \times 1,797$$

$$W_a = 9,09 \text{ KN}$$

$$W_a = 9,09 / 9,81 = 0,926 \text{ tn}$$

- Fuerza de frenado y aceleración (BR)

De acuerdo con las Especificaciones, la fuerza de frenado será la mayor de:

- 25% de los pesos por eje de camión o tandem de diseño
- 5% del camión o tandem de diseño más la carga de carril

$$BR1 = 0,25 \times 32,59 \times 2 \times 1 = 16,30 \text{ Ton}$$

$$BR2 = 0,25 \times 22,4 \times 2 \times 1 = 11,20 \text{ Ton}$$

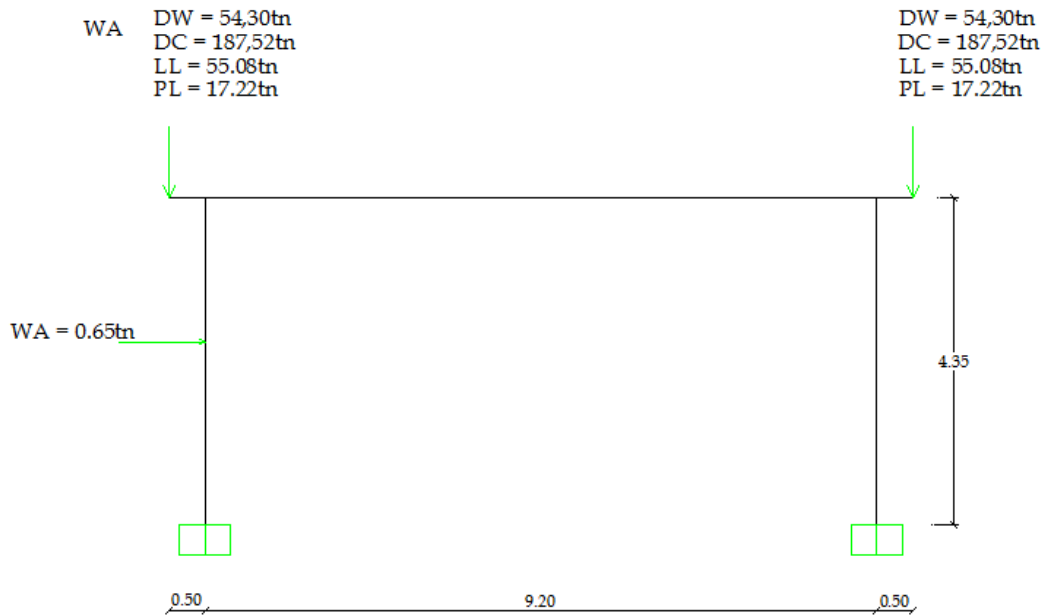
$$BR3 = 0,05 \times (32,59 + (80) \times 0,95) \times 2 = 10,86 \text{ Ton}$$

$$BR4 = 0,05 \times (22,4 + (80) \times 0,95) \times 2 = 9,84 \text{ Ton}$$

$$BR = 16,30 \text{ Ton}$$

Modelado en Sap 2000

Sentido Longitudinal:



Se usaron las siguientes combinaciones :

RESISTENCIA I

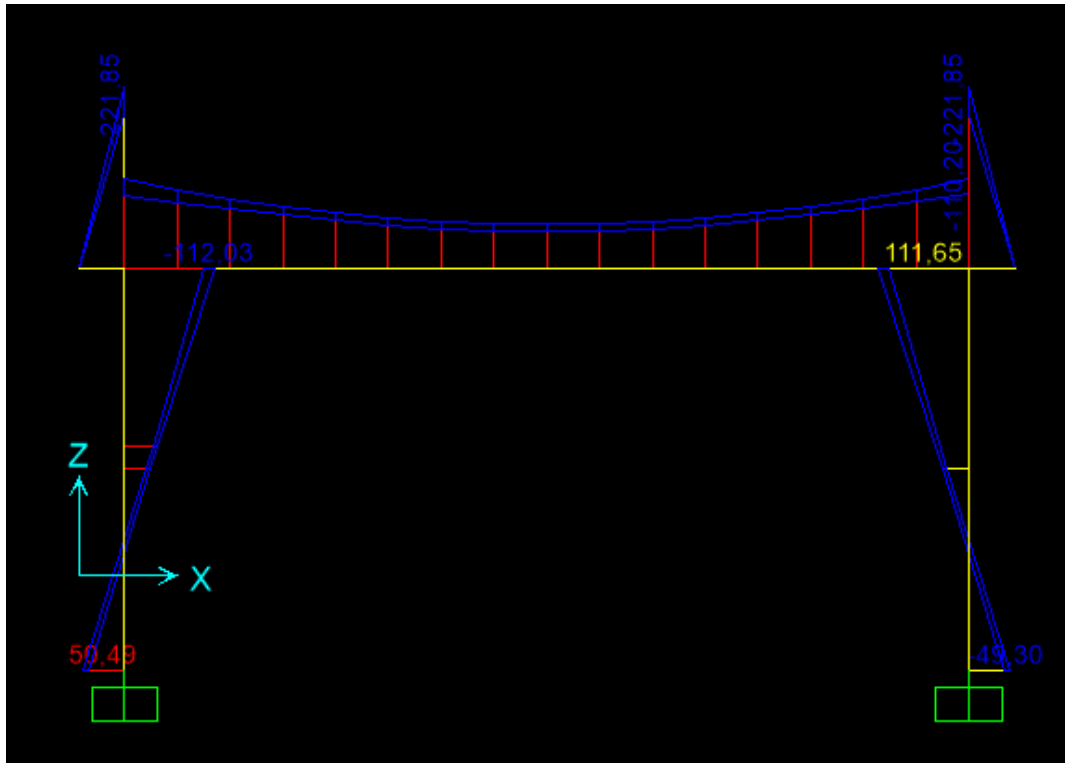
$1,25DC+1,5DW+1,75LL+1,0WA+1,75PL$
 $0,90DC+1,5DW+1,75LL+1,0WA+1,75PL$
 $1,25DC+0,65DW+1,75LL+1,0WA+1,75LL$

EVENTO EXTREMO I

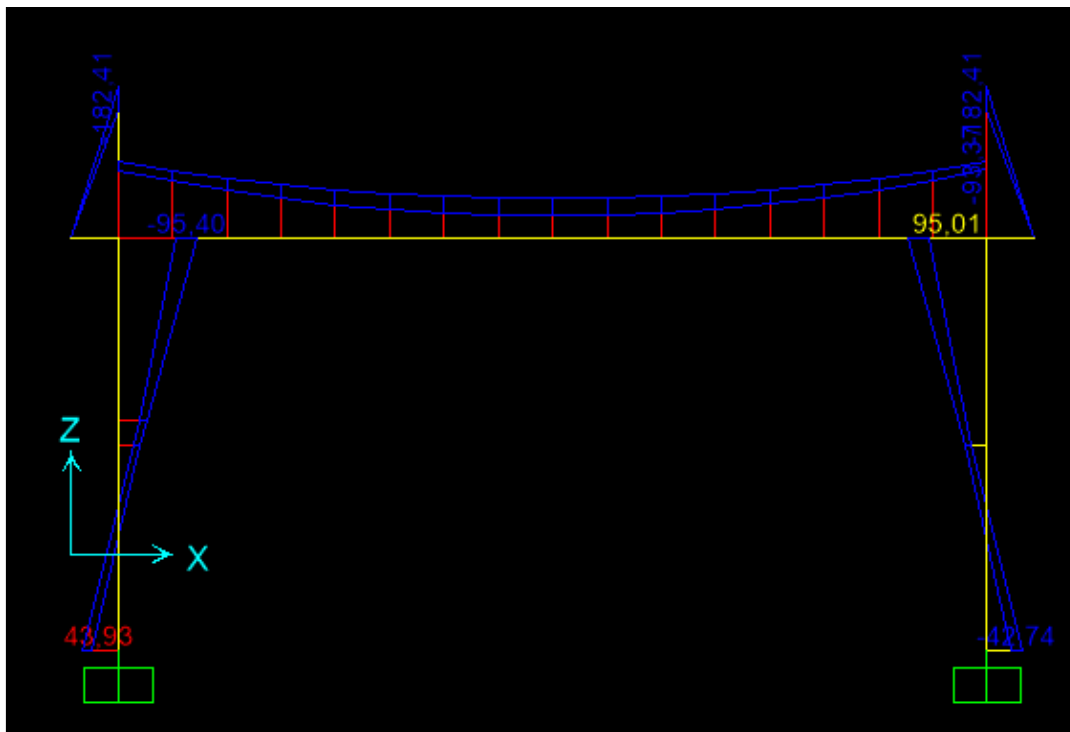
$1,25DC+1,50DW+0,50LL+1,0WA+0,50PL+EQ$
 $0,90DC+1,5DW+0,5LL+1,0WA+0,50PL+EQ$
 $1,25DC+0,65DW+0,50LL+1,0WA+0,5PL+EQ$

OBTENIENDO LOS SIGUIENTES M_u

RESISTENCIA I

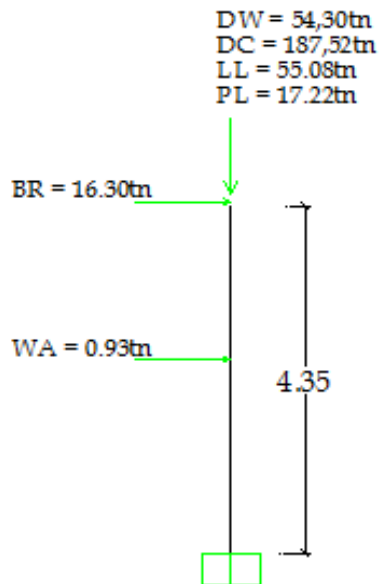


EVENTO EXTREMO I



Diseñamos por RESISTENCIA I por ser el que nos genera mayor momento para el diseño

Sentido Transversal:



Se usaron las siguientes combinaciones :

RESISTENCIA I

$1,25DC+1,5DW+1,75LL+1,0WA+1,75PL+1,75BR$
 $0,90DC+1,5DW+1,75LL+1,0WA+1,75PL+1,75BR$
 $1,25DC+0,65DW+1,75LL+1,0WA+1,75LL+1,75BR$

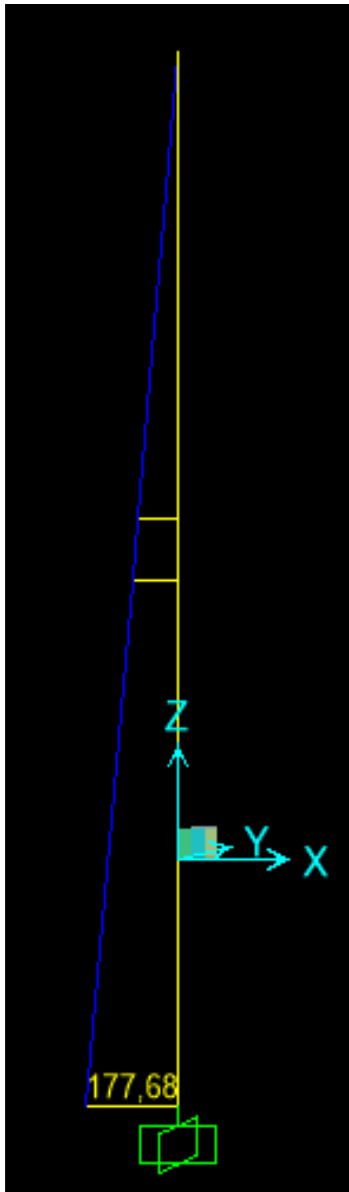
EVENTO EXTREMO I

$1,25DC+1,50DW+0,50LL+1,0WA+0,50PL+0,50BR+EQ$
 $0,90DC+1,5DW+0,5LL+1,0WA+0,50PL+0,50BR+EQ$
 $1,25DC+0,65DW+0,50LL+1,0WA+0,5PL+0,5BR+EQ$

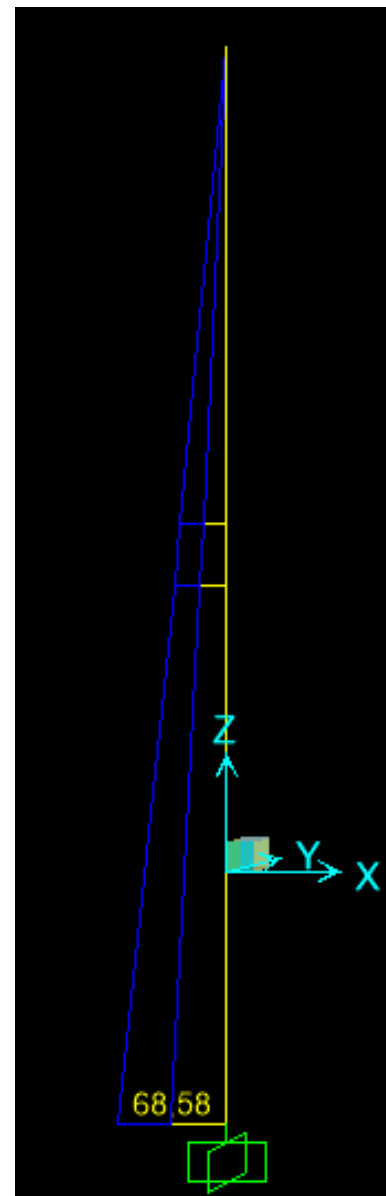
OBTENIENDO LOS SIGUIENTES M_u

OBTENIENDO LOS SIGUIENTES M_u

RESISTENCIA I



EVENTO EXTREMO I



Diseñamos por RESISTENCIA I por ser el que nos genera mayor momento para el diseño

5.3.9.3 DISEÑO DE LA VIGA DEL PORTICO

MOMENTO NEGATIVO

$$Mu (-) = 221,85 \text{ Tn.m}$$

$$F'c = 210$$

$$Fy = 4200$$

$$As \varphi = 5,07$$

$$\varphi \text{ estr} = 1,59 \text{ cm}$$

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$Nv = 14$$

$$z = rec + \varphi \text{ estr} + (\varphi v / 2)$$

$$z = 5 + 1,59 + (2,54 / 2)$$

$$z = 7,86 \text{ cm}$$

$$d = H_{\text{viga}} - z$$

$$d = 110 - 7,86$$

$$d = 102,14 \text{ cm}$$

$$As = Nv * As \varphi$$

$$As = 14 * 5,07$$

$$As = 70,98 \text{ cm}^2$$

$$a = As * Fy / 0,85 * f'c * b$$

$$a = 70,98 * 4200 / 0,85 * 210 * 160$$

$$a = 10,44 \text{ cm}$$

$$Mu = 0,9 * As * Fy * (d - (a/2))$$

$$Mu = (0,9 * 70,98 * 4200 * (102,14 - (10,44/2))) / 10000$$

$$Mu = 260,05 \text{ Tn.m}$$

MOMENTO RESISTENTE

$$Mu = 260,05 \text{ Tn.m}$$

>

MOMENTO ACTUANTE

$$Mu (-) = 221,85 \text{ Tn.m}$$

OK

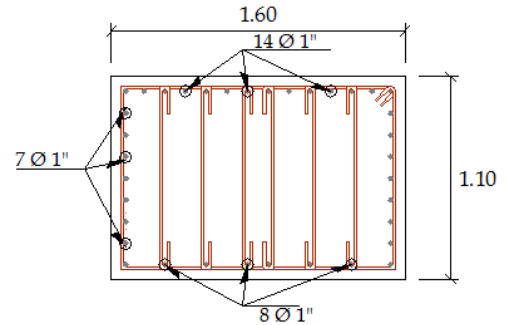


FIGURA N° 66:

Distribución del acero en la viga del pórtico.

As máximo

$$\begin{aligned}c &= a / \beta_1 \\c &= 10,44 / 0,85 \\c &= 12,28\text{cm} \\ \beta_1 &= 0,85 \quad \text{Coeficiente que depende directamente del F'c usado} \\d &= 102,14\text{cm} \\ \\c/d &= 0,12\text{cm} < 0,42 \\ & \quad \quad \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

As mínimo

Para la verificación del Asmín se tiene que comparar el momento actuante con el momento mínimo hallado en los items a) y b)

$$\begin{aligned}\text{MuMÍN} &= \varphi M_n \geq 1,2 M_{cr} \\ \text{MuMÍN} &= \varphi M_n \geq 1,33 M_u\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{a) } 1,2 M_{cr} \\ M_{cr} &= 93,99 \text{Tn.m} \\ F_r &= 29,13 \text{ Kg/cm}^2 \\ S &= 322666,67 \text{ cm}^3 \\ 1,2 M_{cr} &= 112,78 \text{Tn.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{b) } 1,33 M_u \\ M_u &= 221,85 \text{Tn.m} \\ 1,33 M_u &= 295,06 \text{Tn.m}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc} \text{MOMENTO MÍNIMO} & & \text{MOMENTO ACTUANTE} \\ \text{MuMÍN} = 112,78 \text{Tn.m} & < & \text{Mu (-)} = 221,85 \text{Tn.m} \\ & \mathbf{OK} & \end{array}$$

MOMENTO POSITIVO

Realizando el análisis correspondiente del portico, no obtenemos momento positivo por lo que se toma el momento mínimo hallado anteriormente para el refuerzo en la parte inferior.

$$\text{Mu (+)} = 112,78 \text{Tn.m}$$

$$\begin{aligned}F'c &= 210 \\ F_y &= 4200 \\ \text{As } \varphi &= 5,07 \\ \varphi \text{ estr} &= 1,59\text{cm} \\ \text{rec} &= 5\text{cm} \\ N_v &= 8\end{aligned}$$

$$z = \text{rec} + \phi \text{ estr} + (\phi v/2)$$

$$z = 5 + 1,59 + (2,54/2)$$

$$z = 7,86\text{cm}$$

$$d = H\text{viga} - z$$

$$d = 110 - 7,86$$

$$d = 102,14\text{cm}$$

$$A_s = N_v * A_s \phi$$

$$A_s = 8 \times 5,07$$

$$A_s = 40,56\text{cm}^2$$

$$a = A_s \times F_y / 0,85 \times f'_c \times b$$

$$a = 40,56 \times 4200 / 0,85 \times 210 \times 160$$

$$a = 5,96\text{cm}$$

$$M_u = 0,9 \times A_s \times F_y \times (d - (a/2))$$

$$M_u = (0,9 \times 40,56 \times 4200 \times (102,14 - (5,96/2))) / 10000$$

$$M_u = 152,03\text{Tn.m}$$

MOMENTO RESISTENTE			MOMENTO ACTUANTE
Mu=	152,03Tn.m	>	Mu (-)= 112,78Tn.m
		OK	

Limitación de la Fisuración mediante distribución de la armadura (Estado Límite de Servicio)

a) Esfuerzo máximo del acero

$$d_c = 7,86\text{cm}$$

$$b = 160,00\text{cm}$$

$$n_v = 14$$

$$A = ((2 d_c) \times b) / n_v$$

$$A = ((2 \times 7,86) \times 160) / 14$$

$$A = 179,60\text{cm}^2$$

$$Z = 30591,00\text{Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = Z / (d_c \times A)^{1/3} \leq 0,6 \times F_y$$

$$f_{sa} = 30591 / (7,86 \times 179,60)^{1/3} \leq 0,6 \times 4200$$

$$f_{sa} = 2727,28\text{Kg/cm}^2 \quad > \quad 0,6 * F_y = 2520,00\text{Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520,00\text{Kg/cm}^2 \quad \text{Usar}$$

b) Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$\begin{aligned} M_s &= 157,59 \text{ Tn.m} && \text{Momento de servicio} \\ E_s &= 2039400 \text{ Kg/cm}^2 \\ E_c &= 222355,68 \text{ Kg/cm}^2 \\ n &= 9,00 \end{aligned}$$

Area de acero transformada

$$A_{st} = \text{Relación modular} \times \text{área de acero}$$

$$A_{st} = 638,82$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar Y

$$\begin{aligned} 110,00 \text{ y } (y/2) &= 638,82 && 102,14 \text{ -Y} \\ Y &= 8,80 \end{aligned}$$

Inercia respecto del eje neutro para determinar y

$$\begin{aligned} I &= A_{st} \times c^2 + (b \times y^3)/3 \\ I &= 638,82 \times 93,34^2 + (160 \times 8,80^3)/3 \\ I &= 5602270,32 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 102,14 \text{ -Y} \\ C &= 102,14 \text{ -8,80} \\ C &= 93,34 \end{aligned}$$

$$f_s = \frac{M_s \times C \times n}{I} = \frac{157,59 \times 10^5 \times 93,34 \times 9}{5602270,32}$$

$$f_s = 2363,12 \text{ Kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

OK

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

$$\begin{aligned} A_s &= 0,0018 \times b \times h \\ A_s &= 0,0018 \times 160 \times 110 \\ A_s &= 31,68 \text{ cm}^2/\text{cara} \\ \text{Se usa:} &= 7 \phi 1 \end{aligned}$$

Diseño por Corte

$$V_u = 445,02 \text{ Tn}$$

$$\begin{aligned} V_r &= 0,9 \times V_u \\ V_r &= 0,9 \times 445,02 \\ V_r &= 400,52 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Cortante resistente concreto V_c

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{((0,53 \times \sqrt{f_c}) \times b \times (0,9 \times d))}{1000} \\ V_c &= \frac{((0,53 \times \sqrt{210}) \times 160 \times (0,9 \times 102,14))}{1000} \\ V_c &= 112,97 \text{ Tn} \end{aligned}$$

5.3.9.4 DISEÑO DEL PILAR

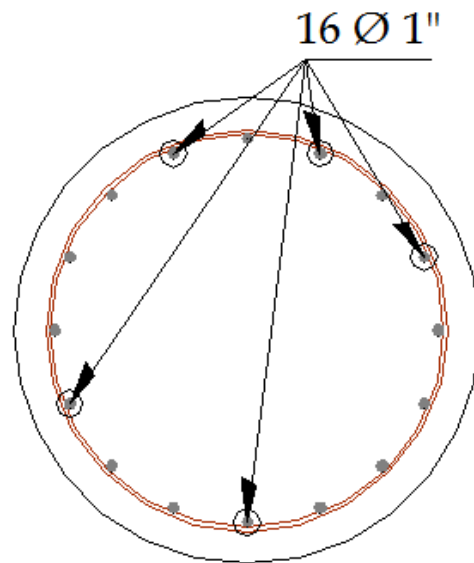


FIGURA N° 67:

Distribucion de acero del pilar

Diámetro = 1,15 m

H pilote = 4,35 m

$$A_g = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 115^2}{4} = 10386,89 \text{ cm}^2$$

Recubrimiento = 7,5 cm

N° de varillas = 16 Ø 1

As = 81,6 cm²

Estribos Cerrados Ø 3/8 @ 0.20 m

Fy = 4200 Kg/cm²

Fc = 210 Kg/cm²

Ec = 222355,6848Kg/cm²

$$P_u = 481,71 \text{ T}$$

Plano al Pórtico	Transversal al Pórtico
Mu = 112,026 T-m	Mu = 177,68 T-m
Mdu = 73,56 T-m	

A) Refuerzo máximo de miembros a compresión

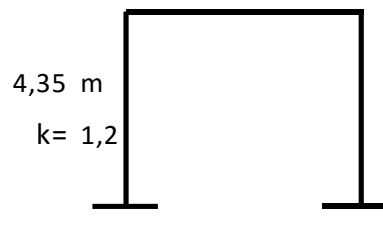
$$\frac{A_s}{A_g} \leq 0,08: \quad 0,00859 < 0,08 \text{ OK} \quad (3.8.4.1-1)$$

B) Refuerzo mínimo de miembros a compresión

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_c} \geq 0,135 \quad 0,1717 > 0,135 \text{ OK} \quad (3.8.4.1-2)$$

C) Esbeltez

En el plano del pórtico (no arriostrado)

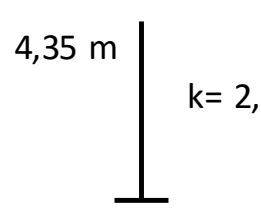


$$\frac{KLv}{r} = \frac{1,2 \times 435}{120/4} = 17,4$$

$$18,98182 < 22$$

Columna no Esbelta (3.8.4.2-1)

En plano transversal al pórtico (no arriostrado)



$$\frac{KLv}{r} = \frac{2,10 \times 435}{120/4} = 17,4$$

$$33,21818 > 22 \quad (3.8.4.2-1)$$

Columna Esbelta

D) Capacidad

a) En el plano transversal del pórtico

$$M_{cp} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (3.8.4.4-1)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1 \quad (3.8.4.4-3)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}} \geq 1 \quad (3.8.4.4-4)$$

Cálculo de δ_b :

$$\begin{aligned} C_m &= 1 \\ P_u &= 481,71 \text{ Tn} \\ \phi &= 0,75 \end{aligned}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \quad (3.8.4.4-5)$$

donde:

$$\begin{aligned} K &= 2,1 \\ L_v &= 435,00 \text{ cm} \\ EI &= \text{Mayor valor de:} \end{aligned}$$

$$EI = \frac{\frac{EcI_g}{5} + EsIs}{1 + \beta d} \quad (3.8.4.2-3)$$

$$EI = \frac{\frac{EcI_g}{2,5}}{1 + \beta d} \quad (3.8.4.2-4)$$

Por simple inspección, despreciando $EsIs$, el mayor valor es:

$$\text{- lg columna} = \frac{\pi x d^4}{64} = \frac{\pi x 57,5^4}{64}$$

$$\text{- lg columna} = 8585414,35 \text{ cm}^4$$

$$- E_c = 15,344\sqrt{f'_c} = 15,344\sqrt{210}$$

$$- E_c = 222355,6848 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \beta_d = 0$$

$$EI = \frac{222355,68 \times 8585414,35}{2,5^3}$$

$$EI = 7,63606E+11 \text{ Kg-cm}^2$$

Luego

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(Klu)^2} = \frac{\pi^2 7,64 \times 10^{11}}{(2,1 \times 435)^2} / 1000 \quad (3.8.4.4-5)$$

$$P_e = 9031,34 \text{ T}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} = \frac{1}{\left(1 - \frac{481,71}{0,75 \times 9031,34}\right)} \quad (3.8.4.4-3)$$

$$\delta_b = 1,08 > 1,00$$

$$\delta_b = 1,08$$

Caclulo del δ_s

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}} \geq 1$$

$$\delta_s = \frac{1}{\left(1 - \frac{481,71}{0,75 \times 9031,34}\right)}$$

$$\delta_s = 1,076561629$$

Luego

$$M_{ct} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (3.8.4.4-1)$$

$$M_{ct} = 1,08(\delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s})$$

$$M_{ct} = 1,08(\delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s})$$

$$M_{ct} = 1,08(177,68)$$

$$M_{ct} = 191,2834702 \text{ T-m}$$

El momento combinado es:

$$M_u = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2}$$

$$M_u = \sqrt{112,028^2 + 191,28^2}$$

$$M_u = 221,6746236 \text{ T-m}$$

$$P_u = 481,71 \text{ Tn}$$

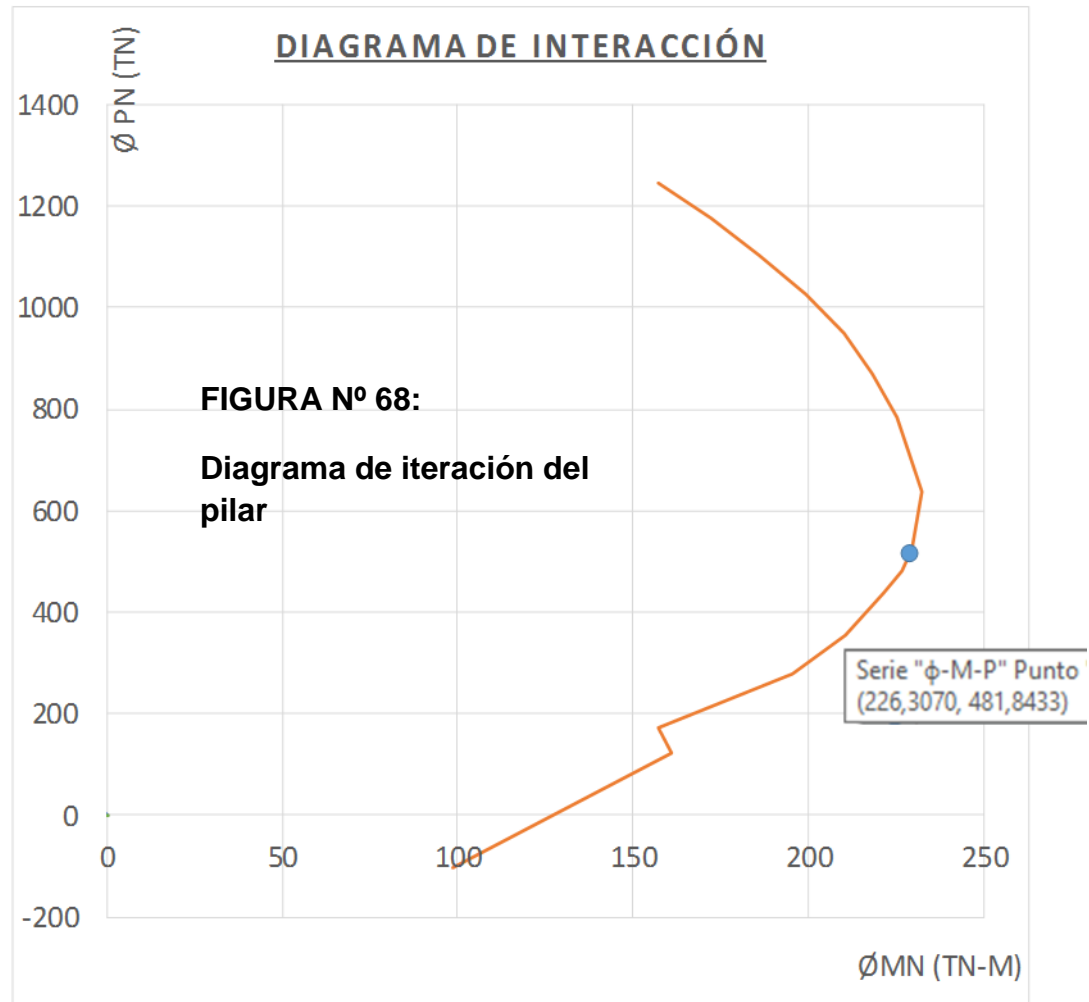
*Diagrama de interacción de la columna circular

Considerando que:

$$- \text{Si } 0,1f'_c A_g > P_u \rightarrow \phi = -\frac{2P_u}{f'_c A_g} + 0,9$$

$$- \text{Si } 0,1f'_c A_g < P_u \rightarrow \phi = 0,75$$

$$0,1f'_c A_g = 218,12 \text{ Tn}$$



Como se aprecia en el diagrama de interacción de la columna circular, $P_u = 481,71T$, y $M_u = 221.67 T\cdot m$, están dentro de la zona de resistencia por lo que la propuesta de acero y geometría de la sección son adecuados.

Se utilizarán estribos cerrados $\varnothing 3/8'' @ 0.15$ en forma de zuncho, distribución que cumple con no ser mayor que la menor dimensión de la columna ni 30 cm.

5.3.9.4 DISEÑO DE LA ZAPATA DEL PILAR

Para realizar el análisis del estado de esfuerzos sobre el terreno, es necesario conocer los esfuerzo admisibles o esfuerzos últimos del suelo y partiendo de este valor pre dimensionar la zapata aislada.

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 42,33 \text{ tn/m}^2 \\ \sigma_u &= 117,51 \text{ tn/m}^2 \\ db &= 3/4\end{aligned}$$

CARGAS DE SERVICIO

$$\begin{aligned}P_{servicio} &= 345,88 \text{ Tn} \\ M_{xservicio} &= 36,45 \text{ Tn.m} \\ M_{yservicio} &= 116,45 \text{ Tn.m}\end{aligned}$$

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Esfuerzos combinados Fleaxión Biaxial

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x Y}{I} \pm \frac{M_y X}{I}$$

- DETERMINACION DE LA LONGITUD DE LA ZAPATA CUADRADA

$$42,33 = \frac{345,88}{L^2} + \frac{218,7}{L^3} + \frac{698,7}{L^3}$$
$$42,33L^3 - 345,88L - 152,9 = 0$$

$$\begin{aligned}L &= 3,06 \text{ m} \\ \text{Se toma} &= 4,10 \text{ m}\end{aligned}$$

- DETERMINACION DE LA ALTURA DE LA ZAPATA CUADRADA

$$\begin{aligned}L_d &= 0,08db \times f_y / \sqrt{f_c} > 0,04db \times f_y \\ L_d &= 0,08 \times 1,91 \times 4200 / \sqrt{210} > 0,04 \times 1,91 \times 4200 \\ L_d &= 44,17 \text{ cm} \quad \text{OK!} \quad 320,04\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H &= L_d + R_{zap} \\ H &= 44,17 + 7,5 \\ H &= 51,67 \text{ cm} \\ \text{Se toma} &= 110,00 \text{ cm}\end{aligned}$$

OBTENER CARGAS MAYORADAS

$$\begin{aligned}\text{Peso del Relleno: } & 1,83 \times (4,1 \times 4,1 - 1,04) \times 1 & 30,16 \text{ Tn} \\ \text{Peso de la Zapata: } & 4,1 \times 4,1 \times 1,1 \times 2,4 & 44,38 \text{ Tn} \\ & & \hline & & 74,54 \text{ Tn}\end{aligned}$$

Usando combinación de cargas de resistencia I

$$U = 1,25DC + 1,5DW + 1,75LL + 1,75PL + 1,75BR + 1,0WA$$

$$\begin{aligned} P_u &= 574,96 \text{ Tn} \\ M_{ux} &= 50,49 \text{ Tn.m} \\ M_{uy} &= 175,42 \text{ Tn.m} \end{aligned}$$

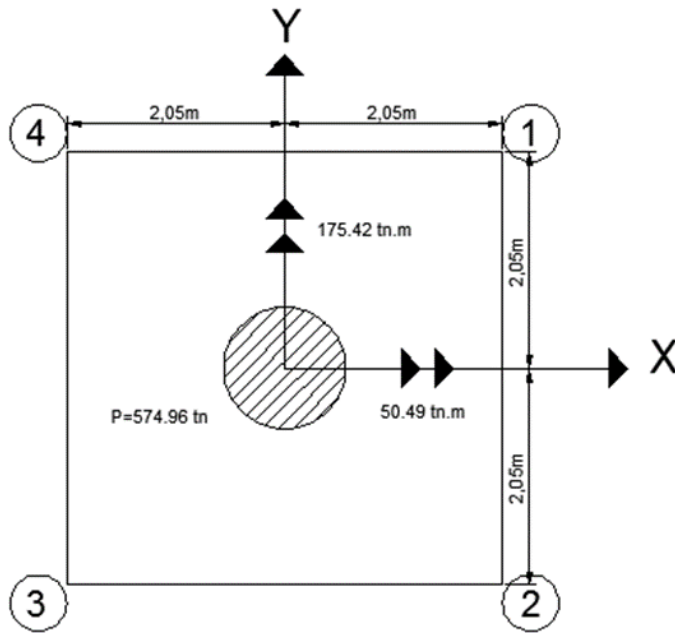
ESFUERZOS ÚLTIMOS SOBRE EL TERRENO

Los esfuerzos últimos sobre el terreno se calculan mediante la ecuación de los esfuerzos combinados para cimentaciones sometidas a compresión y flexión biaxial.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x Y}{I} \pm \frac{M_y X}{I}$$

$$\begin{aligned} A &= 16,81 \\ I_x &= 5,74 \\ X=Y &= 2,05 \end{aligned}$$

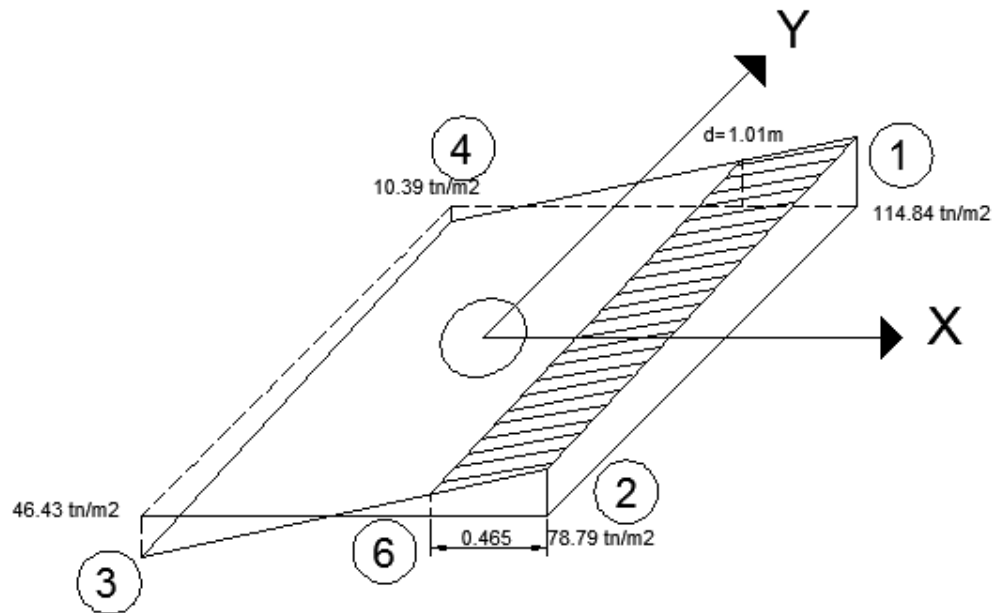
$\sigma_1 =$	$\frac{574,96}{16,81}$	+	$\frac{50,49 \times 2,05}{5,74}$	+	$\frac{175,42 \times 2,05}{5,74}$
$\sigma_1 =$	114,84	<	117,51		
$\sigma_2 =$	$\frac{574,96}{16,81}$	-	$\frac{50,49 \times 2,05}{5,74}$	+	$\frac{175,42 \times 2,05}{5,74}$
$\sigma_2 =$	78,79	<	117,51		
$\sigma_3 =$	$\frac{574,96}{16,81}$	-	$\frac{50,49 \times 2,05}{5,74}$	-	$\frac{175,42 \times 2,05}{5,74}$
$\sigma_3 =$	-46,43	<	117,51		
$\sigma_4 =$	$\frac{574,96}{16,81}$	+	$\frac{50,49 \times 2,05}{5,74}$	-	$\frac{175,42 \times 2,05}{5,74}$
$\sigma_4 =$	-10,39	<	117,51		



REVISIÓN POR CORTANTE

- CORTANTE COMO VIGA

La revisión del comportamiento a cortante de la zapata, considerando como viga, se lleva a cabo a la distancia $d = 1.01 \text{ m}$ de la cara de la columna en la zona de máximos esfuerzos.



$$L2-6 = 0,47 \text{ m}$$

$$d = 101,00 \text{ cm}$$

$$X = 158,50 \text{ cm}$$

$$\sigma_5 = \frac{574,96}{16,81} + \frac{50,49 \times 2,05}{5,74} + \frac{175,42 \times 1,59}{5,74}$$

$$\sigma_5 = 100,64$$

$$\sigma_6 = \frac{574,96}{16,81} + \frac{50,49 \times 2,05}{5,74} + \frac{175,42 \times 1,59}{5,74}$$

$$\sigma_6 = 64,59$$

Fuerza Cortante

$$V_u = \frac{114,84 + 78,79 + 100,64 + 64,59}{4} \times 4,1 \times 0,465$$

$$V_u = 171,04 \text{ Tn}$$

Esfuerzo Cortante Último

$$V_u = \frac{171041,5624}{410 \times 101}$$

$$V_u = 4,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_N = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_N = \frac{4,130441014}{0,85}$$

$$V_N = 4,86 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Cortante Resistido por el Concreto

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f_c} = 7,68043 > 4,86 \text{ kg/cm}^2$$

OK!!!...

- CORTANTE COMO PLACA (PUNZONAMIENTO)

Se verifica la distancia d/2 de la cara del apoyo

$$d/2 = 50,50 \text{ cm}$$

$$X = 108,00 \text{ cm}$$

$$\sigma_7 = \frac{574,96}{16,81} + \frac{50,49 \times 1,08}{5,74} + \frac{175,42 \times 1,08}{5,74}$$

$$\sigma_7 = 76,68$$

$$\sigma_8 = \frac{574,96}{16,81} - \frac{50,49 \times 1,08}{5,74} + \frac{175,42 \times 1,08}{5,74}$$

$$\sigma_8 = -8,28$$

$$\sigma_9 = \frac{574,96}{16,81} - \frac{50,49 \times 1,08}{5,74} - \frac{175,42 \times 1,08}{5,74}$$

$$\sigma_9 = 57,70$$

$$\sigma_{10} = \frac{574,96}{16,81} + \frac{50,49 \times 1,08}{5,74} - \frac{175,42 \times 1,08}{5,74}$$

$$\sigma_{10} = 10,71$$

Fuerza Cortante última en el perímetro de falla

$$V_u = 574,96 - \frac{76,68 + (-8,28) + 57,70 + 10,71}{4} \times 2,16 \times 2,16$$

$$V_u = 415,38 \text{ Tn}$$

Perímetro bo

$$b_o = 6,79 \text{ m}$$

Esfuerzo Cortante Último

$$V_u = \frac{415380,0717}{678,58 \times 50,5}$$

$$V_u = 12,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_N = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_N = \frac{12,12134061}{0,85}$$

$$V_N = 14,26 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Cortante Resistido por el Concreto

$$V_c = 0,27 \times \sqrt{f_c} (2 + (4/\beta_c)) \leq 1,1\sqrt{f_c} ; \beta_c = 1 , \text{ para zapatas cuadradas}$$

$$V_c = 0,27 \times \sqrt{210} (2 + (4/1)) \leq 1,1\sqrt{210}$$

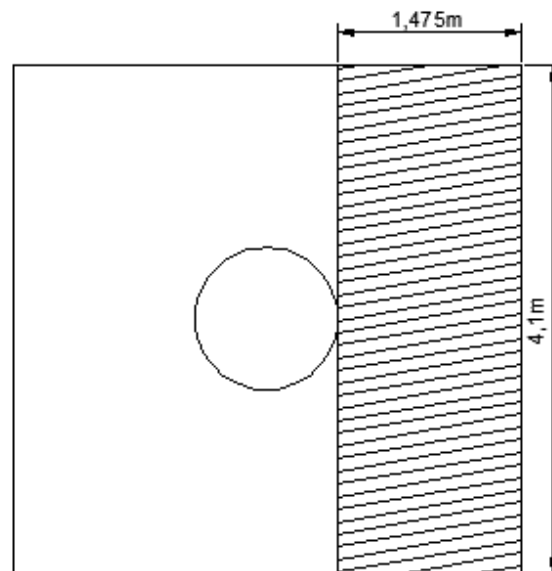
$$V_c = 23,48 \quad > \quad 15,94$$

$$\text{Se toma } V_c = 15,94 \quad > \quad 14,26$$

OK!!!!...

DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño a flexión se lleva a cabo tomando un plano vertical que pasa por la unión columna-zapata en el lado de mayores esfuerzos últimos.



$$\sigma_{11} = \frac{574,96}{16,81} + \frac{50,49 \times 2,05}{5,74} + \frac{175,42 \times 0,57}{5,74}$$

$$\sigma_{11} = 69,63$$

$$\sigma_{12} = \frac{574,96}{16,81} - \frac{50,49 \times 2,05}{5,74} + \frac{175,42 \times 1,08}{5,74}$$

$$\sigma_{12} = -1,23$$

Fuerza Cortante

$$V_u = \frac{114,84 + 78,79 + 69,63 + (-1,23)}{4} \times 4,1 \times 1,48$$

$$V_u = 396,17 \text{ Tn}$$

Esfuerzo Cortante Resistido por el Concreto

$$V_c = 0,27 \times \sqrt{f_c} (2 + (4/\beta_c)) \leq 1,1\sqrt{f_c} ; \beta_c = 1 , \text{ para zapatas cuadradas}$$

$$V_c = 0,27 \times \sqrt{210} (2 + (4/1)) \leq 1,1\sqrt{210}$$

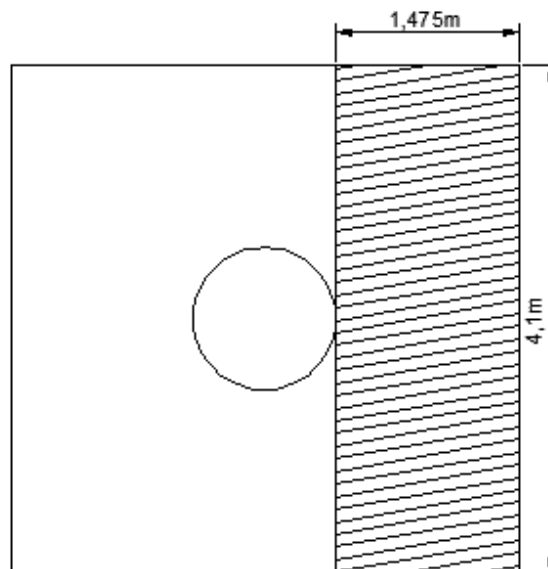
$$V_c = 23,48 > 15,94$$

$$\text{Se toma } V_c = 15,94 > 14,26$$

OK!!!!...

DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño a flexión se lleva a cabo tomando un plano vertical que pasa por la unión columna-zapata en el lado de mayores esfuerzos últimos.



$$\sigma_{11} = \frac{574,96}{16,81} + \frac{50,49 \times 2,05}{5,74} + \frac{175,42 \times 0,57}{5,74}$$

$$\sigma_{11} = 69,63$$

$$\sigma_{12} = \frac{574,96}{16,81} - \frac{50,49 \times 2,05}{5,74} + \frac{175,42 \times 1,08}{5,74}$$

$$\sigma_{12} = -1,23$$

Fuerza Cortante

$$V_u = \frac{114,84 + 78,79 + 69,63 + (-1,23)}{4} \times 4,1 \times 1,48$$

$$V_u = 396,17 \text{ Tn}$$

Se propone usar varillas N8 cada 15cm en ambos sentidos

En puentes de categoría de comportamiento sísmico B, C, y D, las normas AASHTO (Division 1-A Seismic Design for ultimate Bearing Pressure) recomiendan proyectar refuerzo superior como mínimo debe colocarse varilla #5 a cada 30 cm en las dos direcciones principales de la zapata.

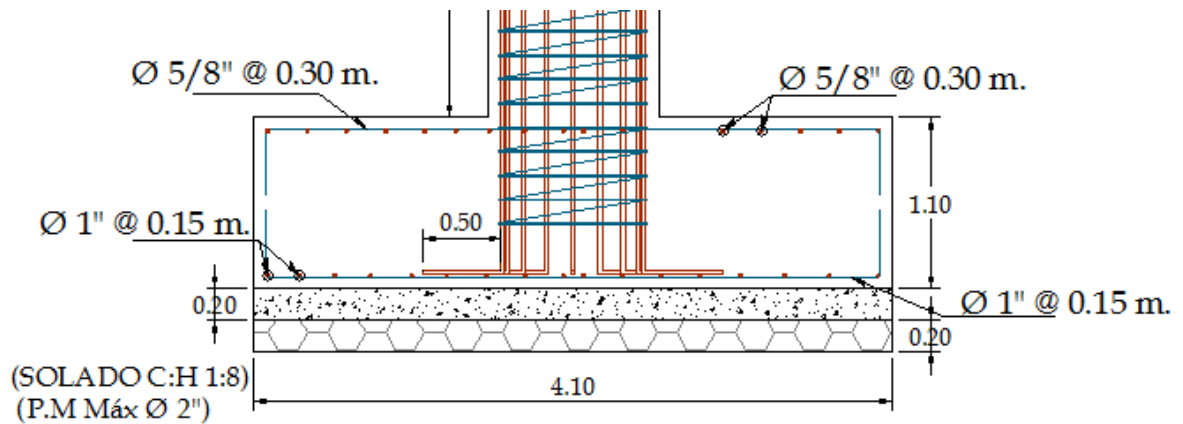
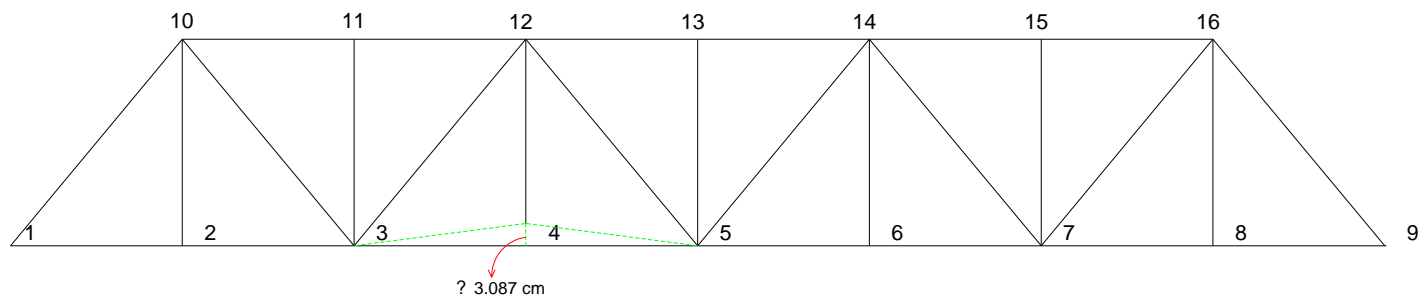
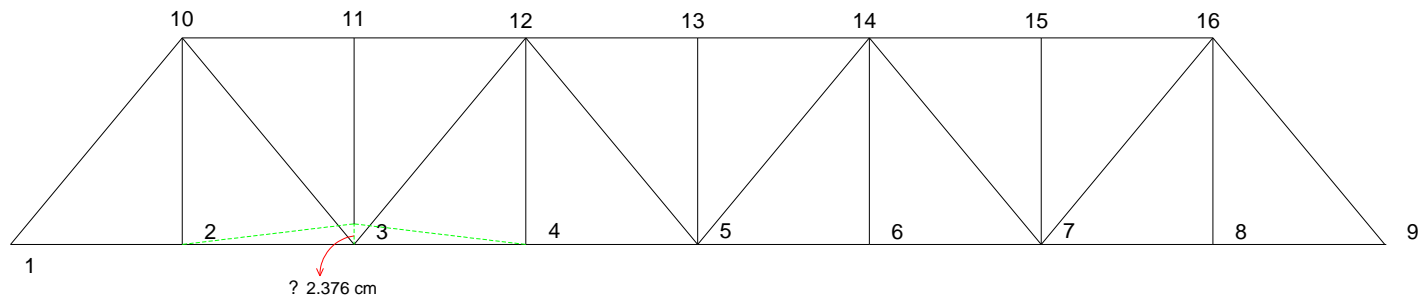
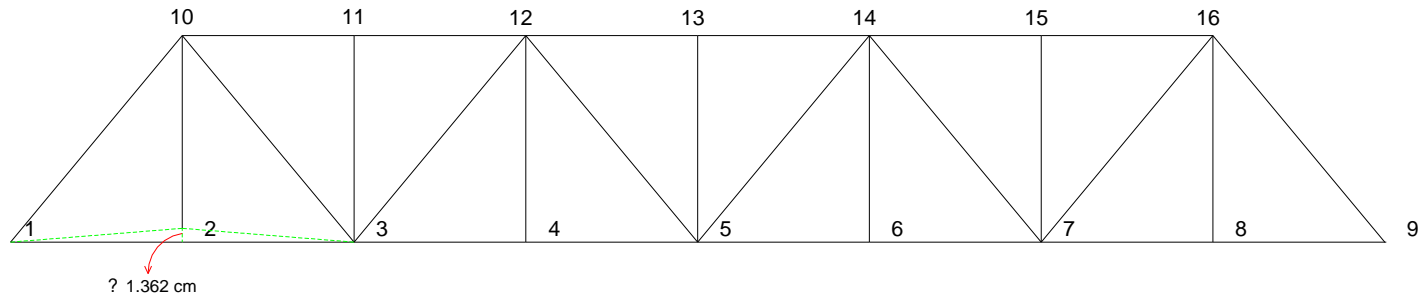


FIGURA N° 69:

Distribución de acero de la zapata

5.3.10 CONTRAFLECHA DE LA ARMADURA

a) Contraflecha generada por carga muerta.



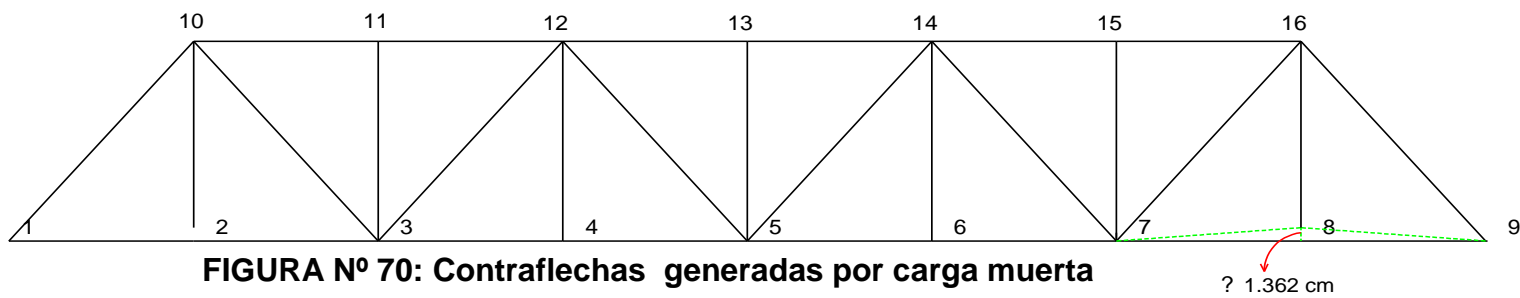
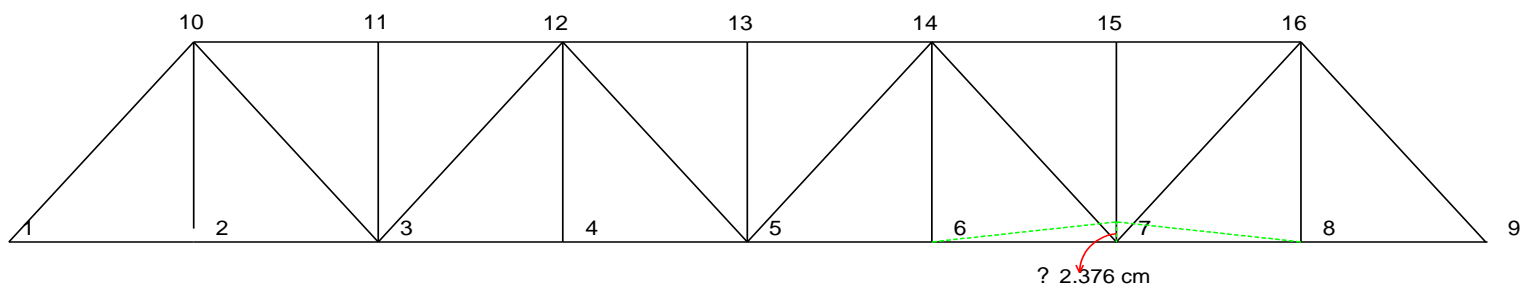
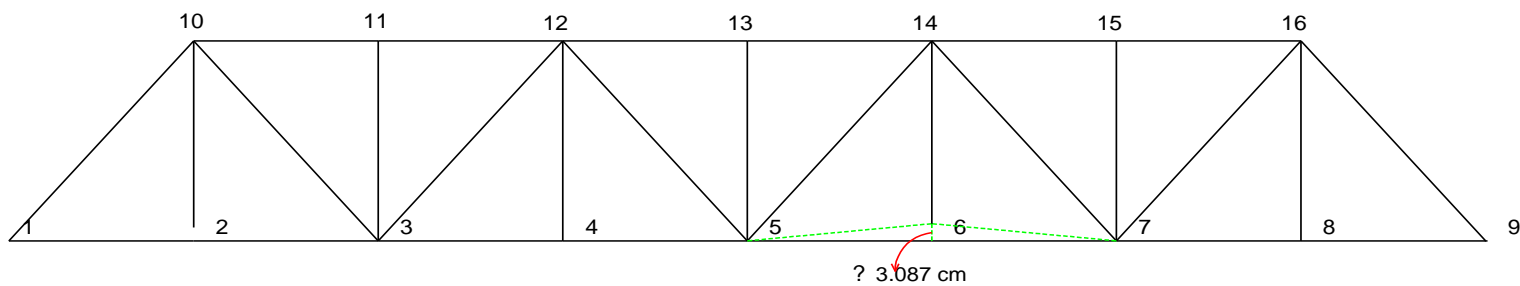
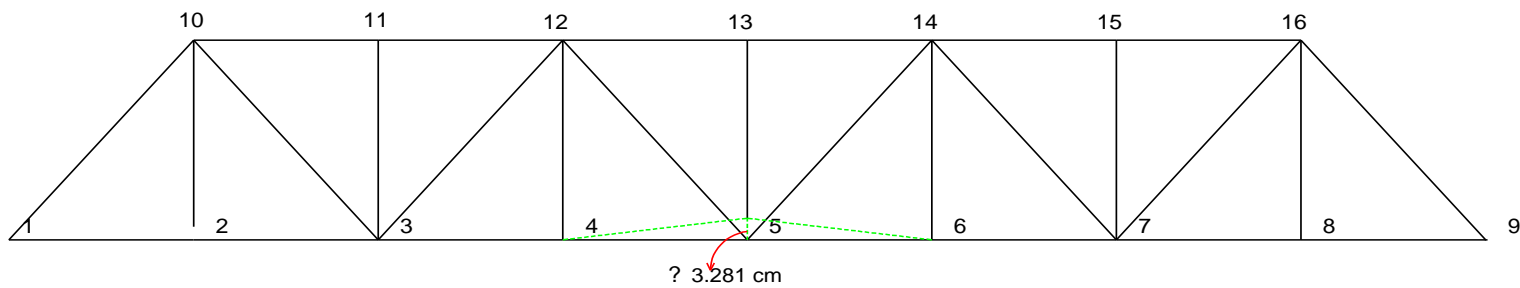
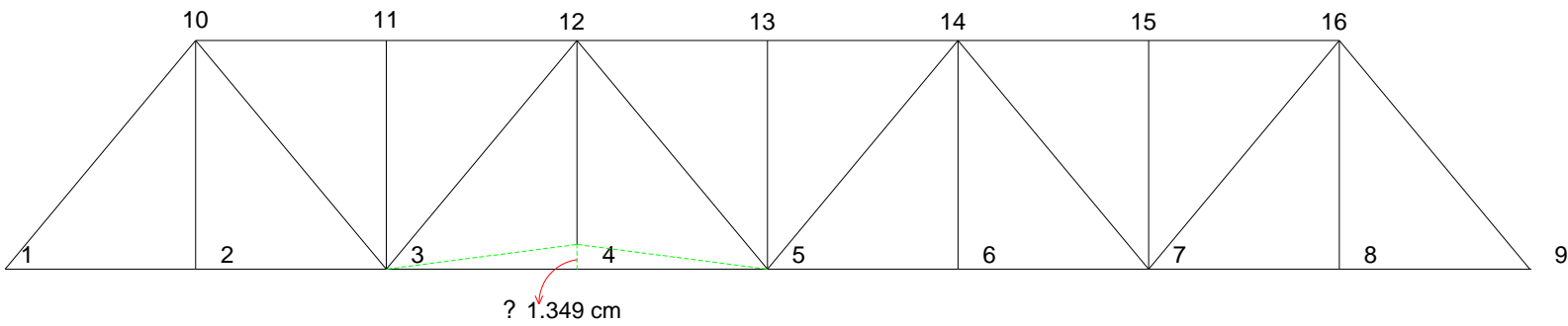
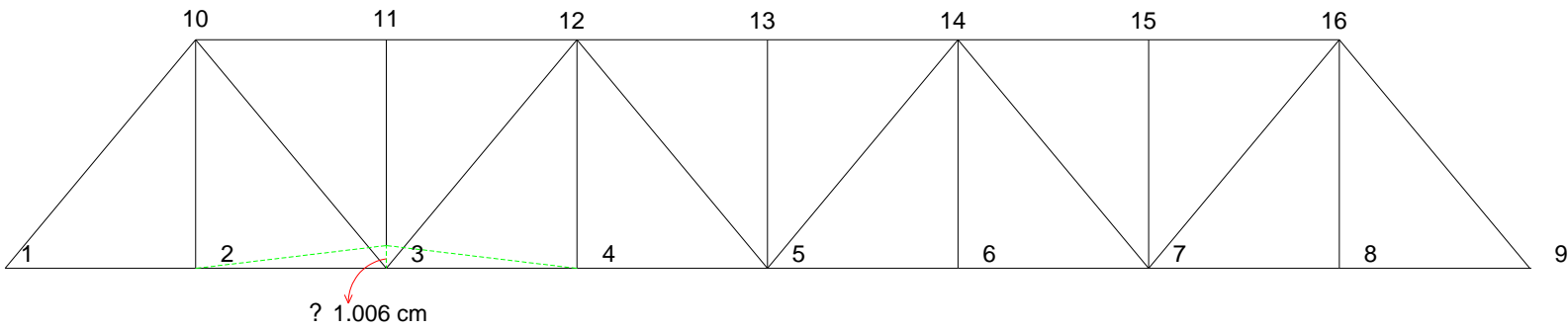
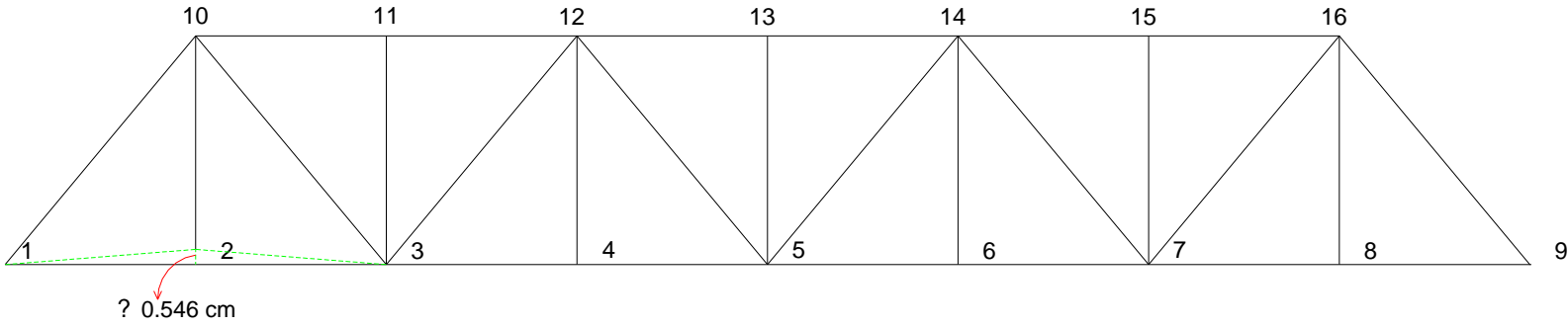


FIGURA N° 70: Contraflechas generadas por carga muerta

b) Contraflecha generada por carga viva.



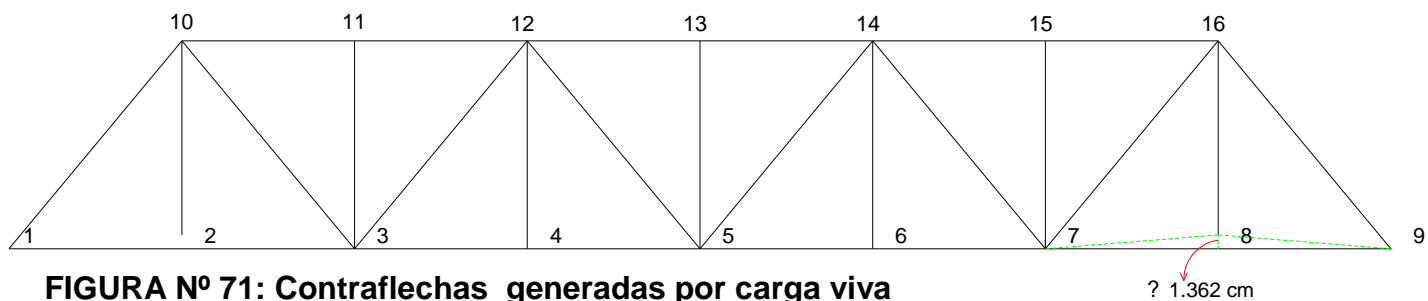
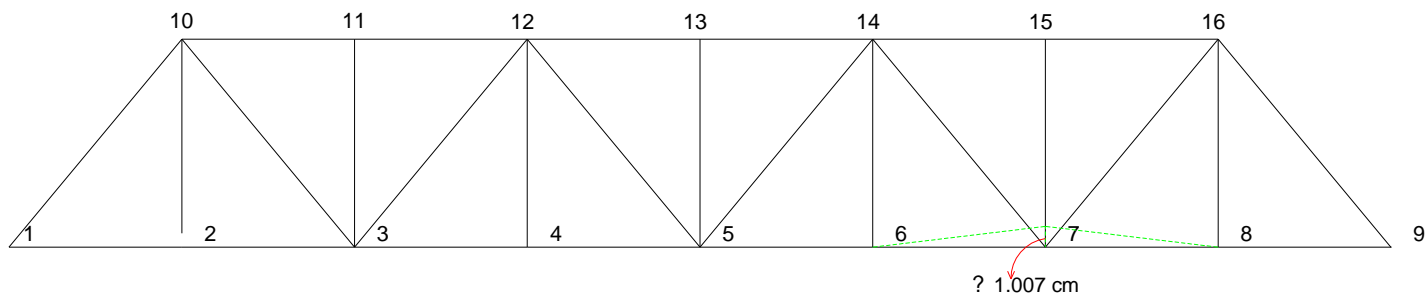
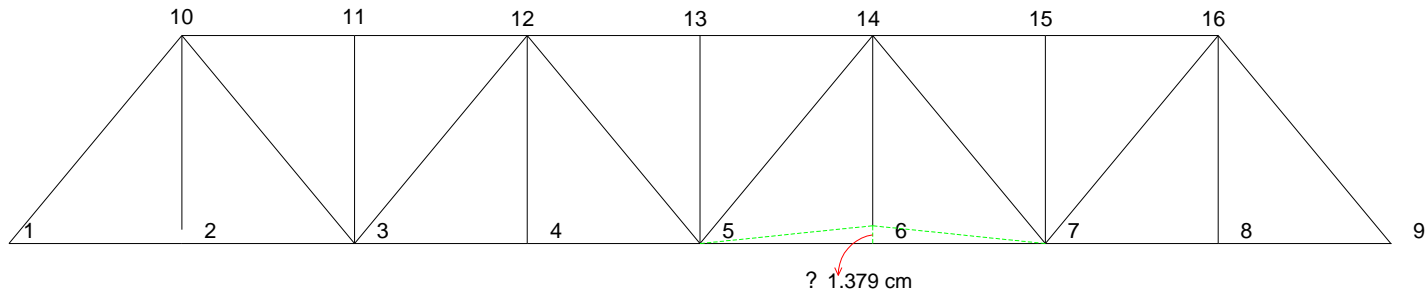
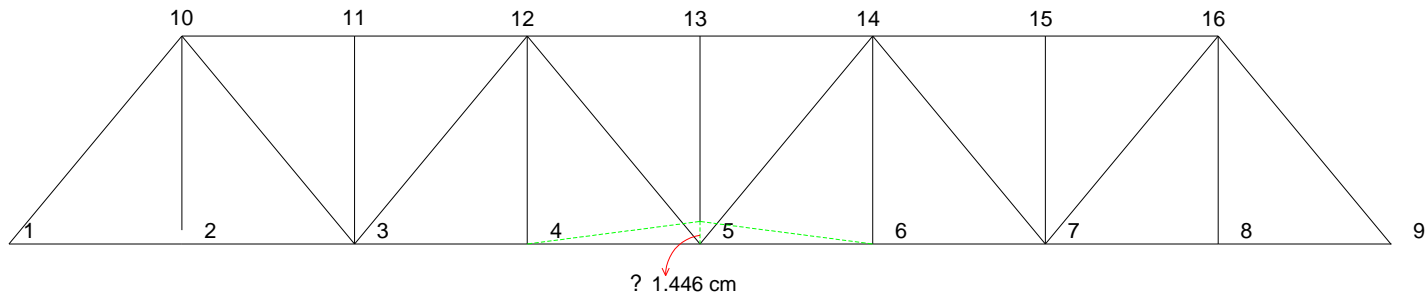


FIGURA N° 71: Contraflechas generadas por carga viva

5.3.10 DISEÑO DE JUNTA DE EXPANSIÓN DEL PUENTE

A. MOVIMIENTO MÁXIMO LONGITUDINAL EN EXTREMOS

Considerando: $\Delta T = 32,3^\circ$ $\alpha = 1,08E-05/^\circ C$

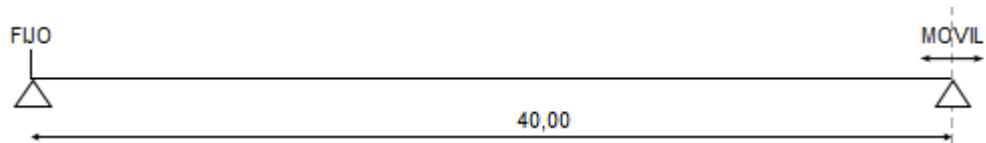
Deformación por temperatura:

$$\epsilon_{TEMP} \alpha \Delta T = 1,08E-05 (32,3) = 0,00035$$

Deformación por

$\epsilon_{CONTRACCION} = 0,0002$ para 28 días y $0,0005$ para un año

consideramos la diferencia $\epsilon_{CONTRAC} = 0,0003$



El movimiento máximo longitudinal se puede calcular de:

$$\Delta s = \gamma Le (\epsilon_{TEMP} + \epsilon_{CONTRAC})$$

Donde.

γ = Factor de craga para efectos térmicos.

$$\gamma = 1,2$$

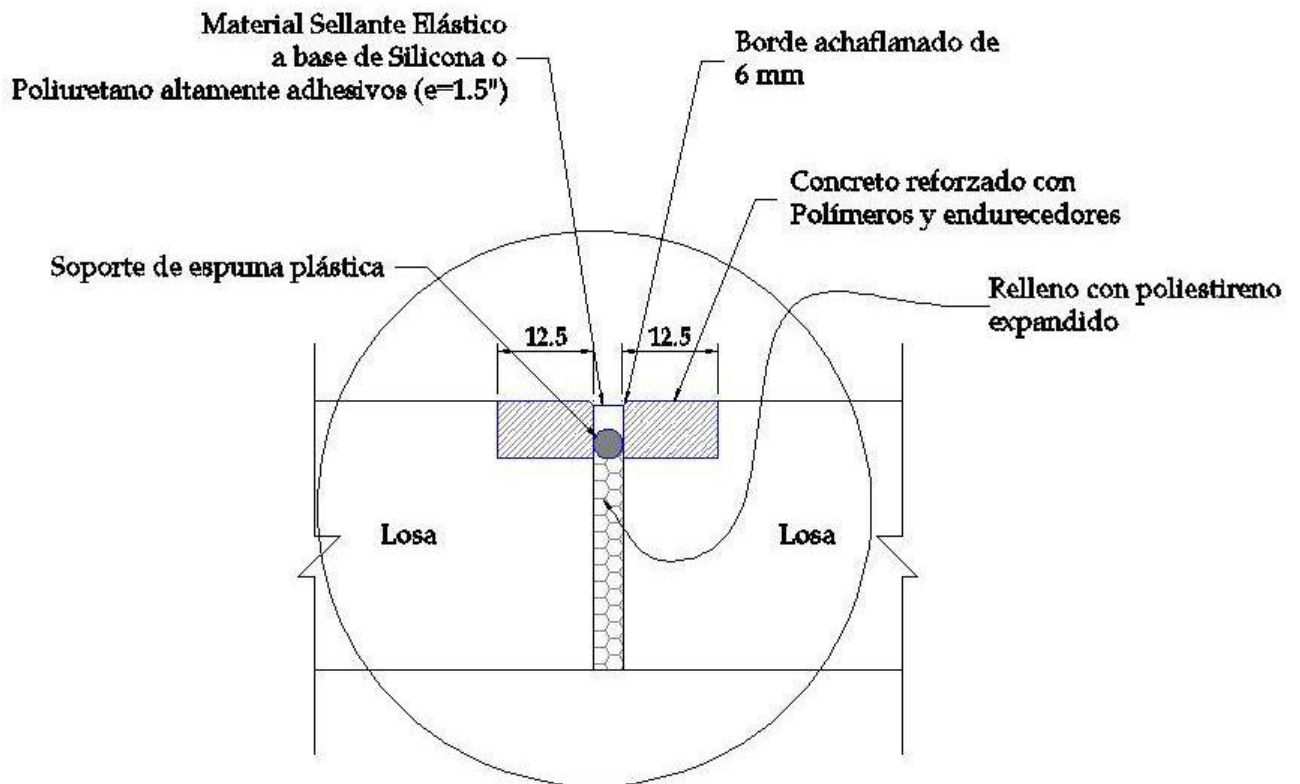
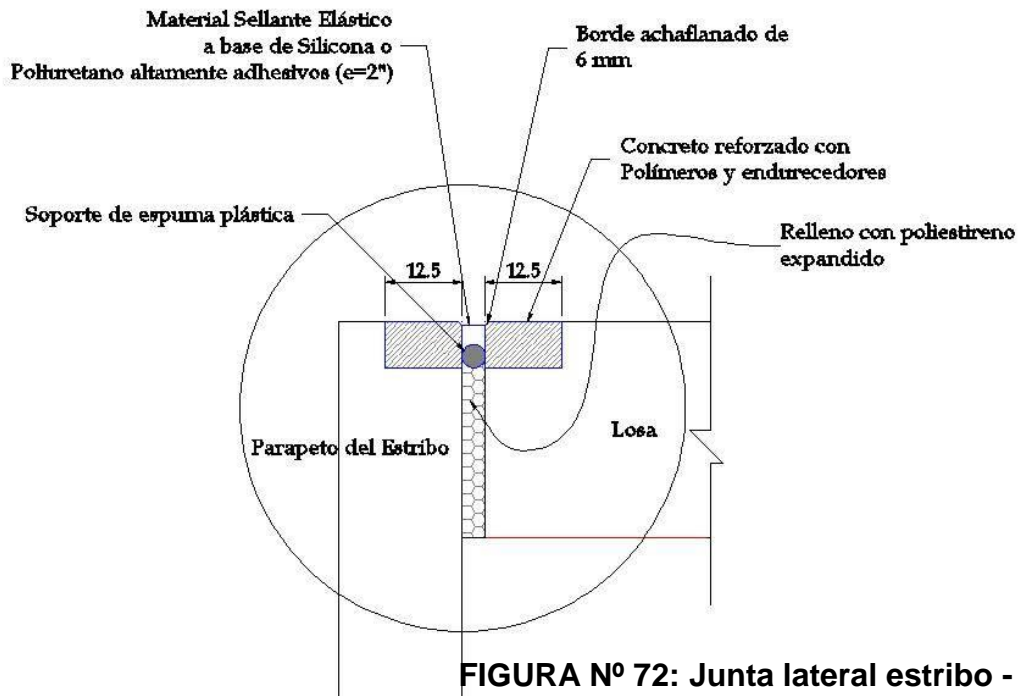
Le = Longitud total expandible

$$Le = 40000 \text{ mm}$$

$$\Delta s = 1,2(40\ 000) (3,49E-04 + 0,0003) = 31,1 \text{ mm}$$

Δ por cargas de diseño = 21 mm

$$\Delta \text{ total} = 52 \text{ mm}$$



CONCLUSIONES

- El tramo carretero pertenece a uno de los ejes troncales que tiene la sierra liberteña; como tal, es de importancia esencial la construcción de este para evitar el corte del tránsito en la vía.
- El puente “Olichoco” se localiza entre los anexos de Yanasara y Pallar, cruza a la quebrada del mismo nombre, el cual cuenta con una corriente de carácter perenne incrementándose en épocas de lluvia en los meses de diciembre a mayo. En épocas de máximas avenidas se tiene un caudal de $80\text{m}^3/\text{s}$ y velocidad media de 3.07m/s ; cuenta con una longitud total de 80.00m y ancho total de 10.20m .
- Se realizó este trabajo de investigación con el fin de estudiar el comportamiento de una estructura que fuese capaz de soportar las cargas tales como vehículos, peatonales, sismo, peso propio, entre otras, proponiendo un puente metálico de armadura de dos tramos con una losa de concreto armada apoyada sobre trabes de acero distribuidas transversalmente cada 5m desde el estribo hasta el pilar distribuyendo las cargas a los nodos de las caras de la armadura y esta a su vez a la subestructura, fundamentando esta propuesta en los estudios de campo obtenidos y cumpliendo con las normas expedidas por AASHTO y el Manual de Diseños de Puente del 2003 emitido por el MTC, cumpliendo con el objetivo general expuesto anteriormente.
- Se usó el método de diseño LRFD el cual contempla un conjunto de factores que amplifican y previenen eventualidades que puedan suceder durante la vida útil y funcionamiento del puente metálico.
- La carga viva del proyecto considerada en el diseño de la superestructura es la correspondiente al vehículo HL-93.

- El diseño de las traveses de acero que unen transversalmente las dos caras de la armadura se basa en las propiedades de la sección W27x178.
- Los elementos utilizados en el puente tienen la geometría de un perfil tipo “W”, ya que esta posee gran resistencia a los esfuerzos.
- La losa de hormigón está unida a las vigas metálicas de sección W27x178 mediante pernos denominados conectores de corte, los mismos que permiten que estos materiales trabajen como uno sólo.
- El análisis de la armadura se realizó en el programa SAP2000 donde se colocó las diferentes cargas provenientes de la losa hacia las vigas transversales distribuyéndolas ésta hacia los nodos.
- Se ha decidido poner en el techo del puente refuerzos diagonales y transversales al sentido longitudinal del puente debido a que la acción del sismo puede generar deformaciones y deflexiones transversales en las caras de la armadura.
- En los planos se presenta a detalle la geometría de cada elemento estructural, su armado correspondiente, la lista de varillas, así como las notas y referencias alusivas a cada sección del puente.

RECOMENDACIONES

- Interpretar con criterio la aplicación de las especificaciones de la norma AASTHO.
- Para el montaje y fabricación de los elementos del puente se deben considerar aspectos como: facilidad de transportación y disponibilidad de materia prima en el mercado.
- Usar tratamientos superficiales para evitar daño de los elementos metálicos por corrosión.
- Se recomienda que al diseñar con la norma AASHTO LRFD se apliquen parámetros que reflejen las características locales del país. Esta norma está basada en condiciones propias de Estados Unidos y sus parámetros reflejan condiciones propias del lugar.
- Siempre que se diseñe un puente u obras de arte en zona de crecimiento de caudal debe de hacerse el estudio de geología, hidrológico.
- Se recomienda que los estudios geotécnicos se hagan con datos obtenidos del campo para evitar problemas de estabilidad del puente.

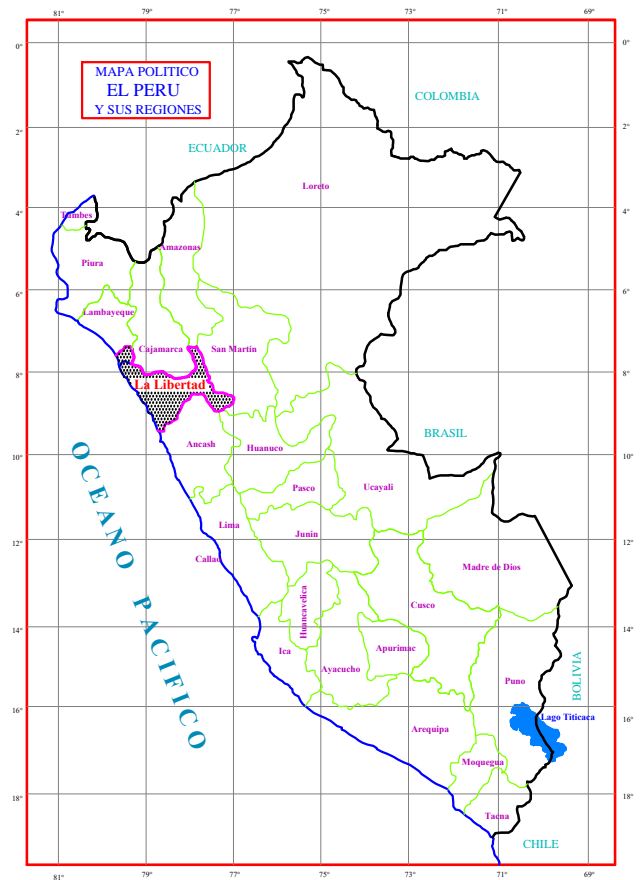
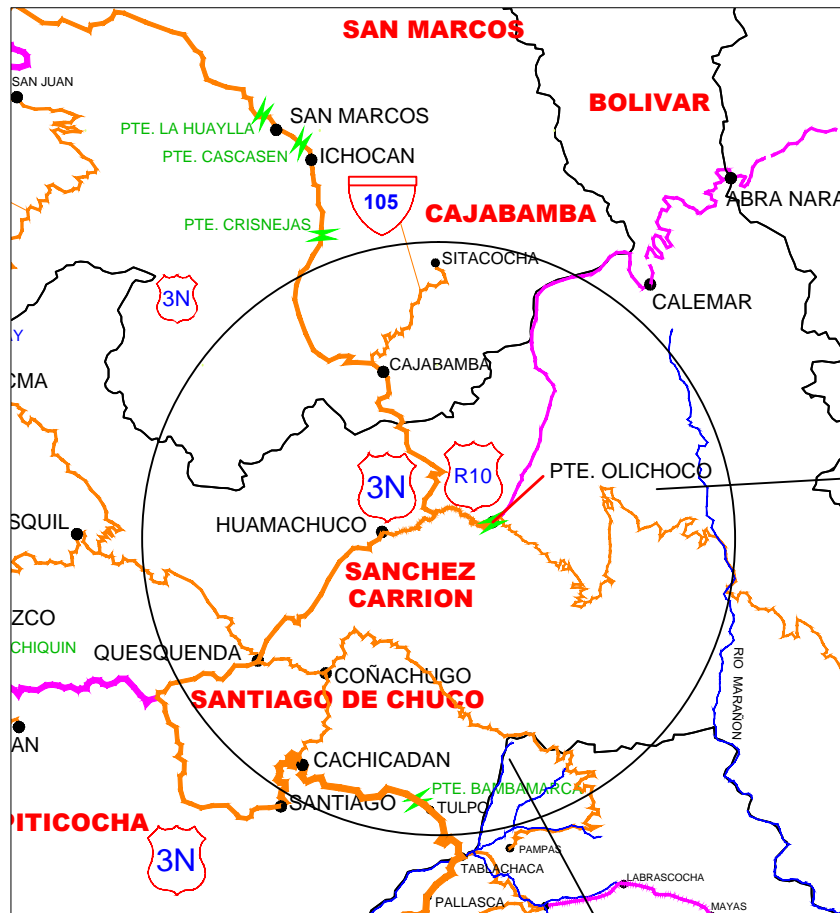
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- **Reglamento para optar el título profesional de Ingeniero Civil mediante la modalidad de presentación y aprobación de una tesis.** (1999). Edit. UPAO. Trujillo.
- HARMSEN, Teodoro y Mayorca, Paola (2000). **Diseño de Estructuras de Concreto Armado.** Pontificia Universidad Católica del Perú. 2da Edición. Lima – Perú.
- MTC. Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción (2000). **Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor Para Calles y Carreteras.** Lima – Perú.
- MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2003). **Manual de Diseño de Puentes.** Lima – Perú
- **Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD** (2004).
- ING. GARCIA-ROSSELL, Cesar (2006). **Análisis y diseño de puentes de concreto armado.**
- VALLECILLA, C. R. (2006). **Manual de Puentes de Concreto Reforzado.** Bogota. Colombia
- INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. (2008). **ICE Manual of Bridge Engineering.** London, England
- HERNÁNDEZ, Roberto (2010). **Metodología de la Investigación.** Editorial McGraw Hill, México.
- ING. VILLARINO, Alberto (2011). **Puentes.**
- MC ING. RODRÍGUEZ, Arturo (2012). **Puentes con AASHTO-LRFD 2010.** 5° Edición, Perú.
- DR. ING. ALVA, Jorge. **Diseño de Cimentaciones.** Editorial: ICG, Perú.
- American Institute of Steel Construction (2005). **Manual Steel Construction.** 13va Edición. United States of America.

- Joseph E. Bowles (1993). **Diseño de Acero Estructural**. 1da Edición. Editorial: McGraw Hill, México.
- William T. Segui (1999). **Diseño de Estructuras de Acero con LRFD**. 2da Edición. Editorial: International Thomson, México.
- Sriramulo Vinnakota (2006). **Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD**. 2da Edición. Editorial McGraw Hill, México.
- Jack C. McCormac (2002). **Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD**. 2da Edición. Editorial John Wiley & Sons, México.

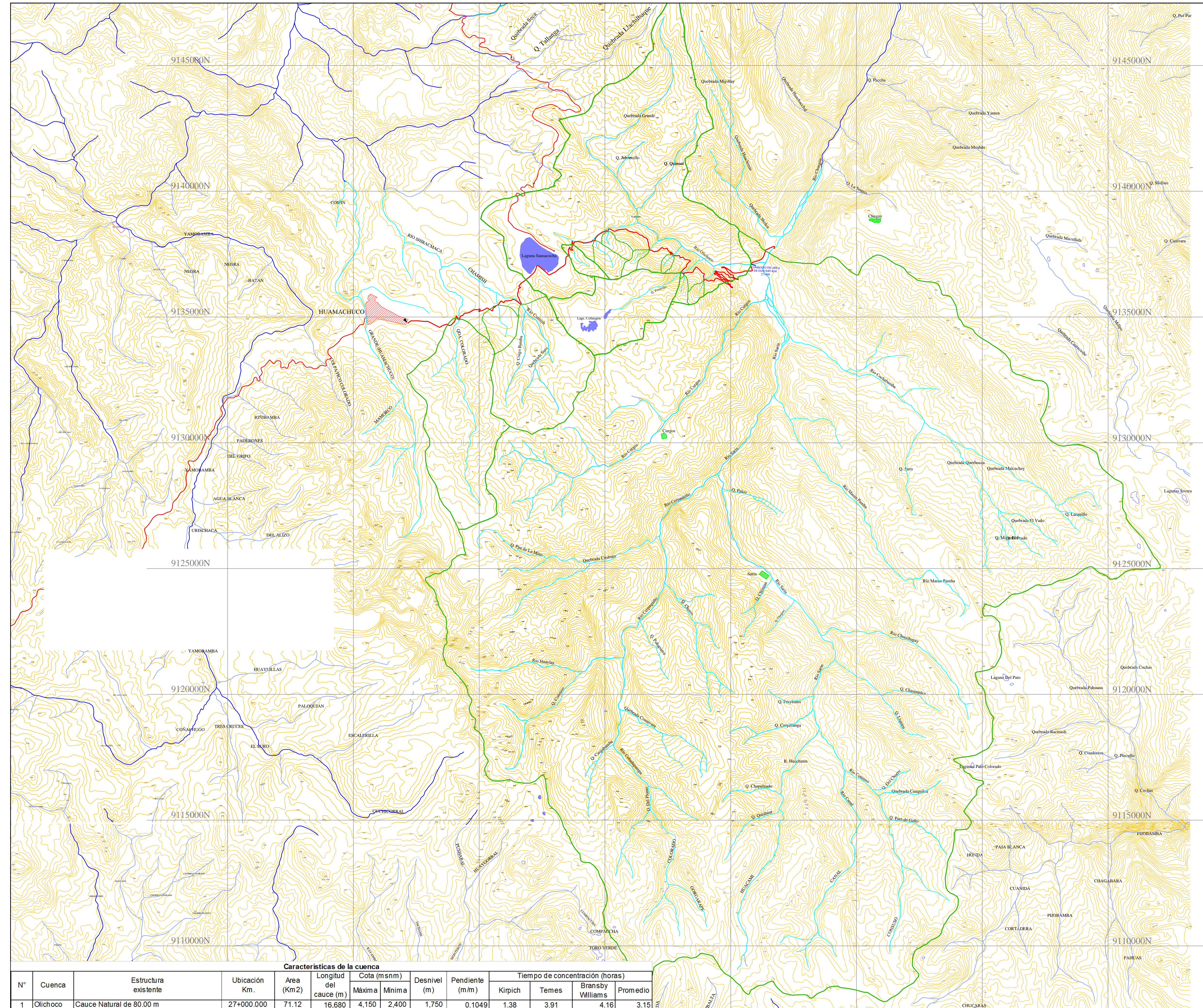
ANEXOS

ANEXO I



**CARRETERA
HUAMACHUCO - PTE. PALLAR
KM 27+000**

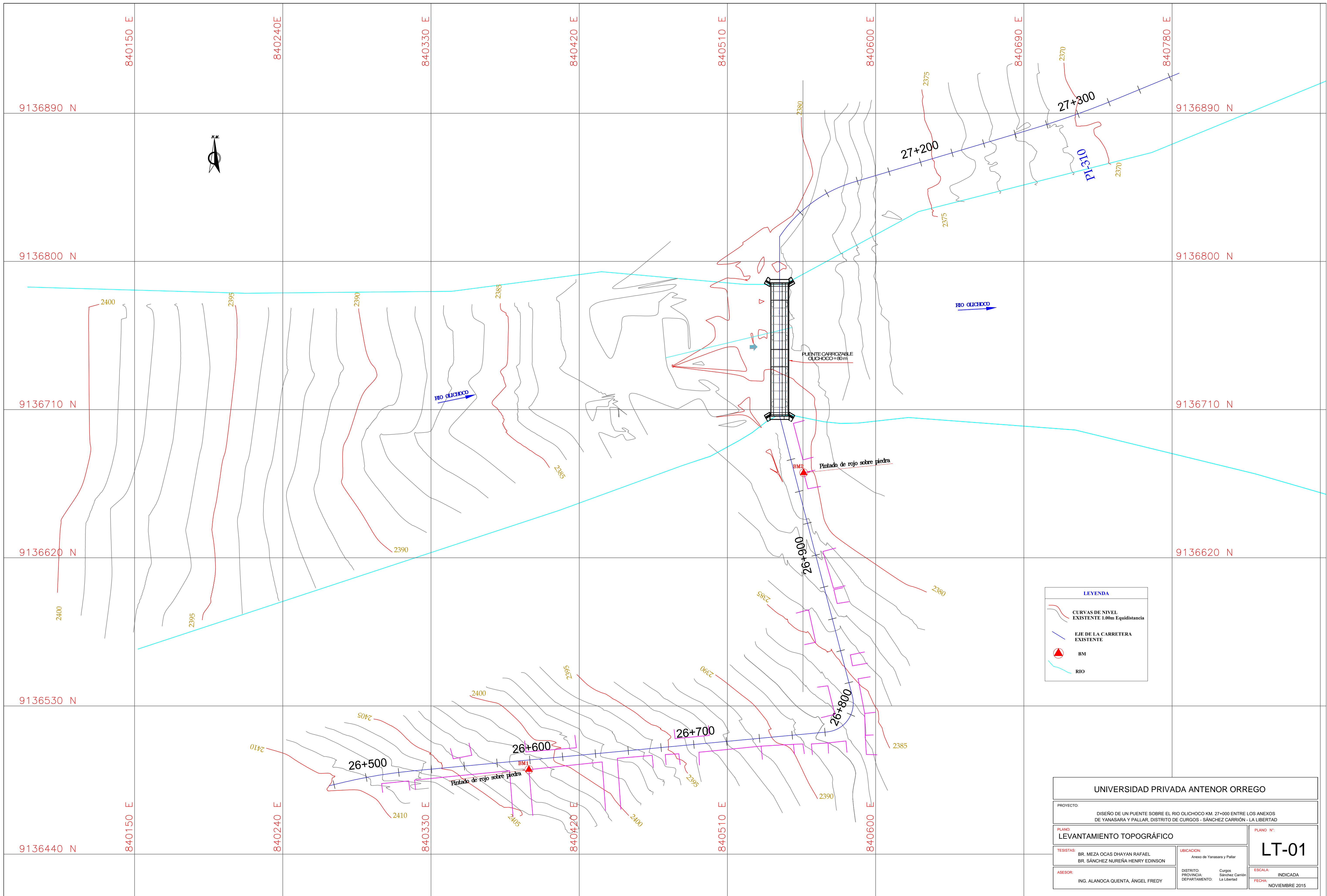
UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO			
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUEBTE SOBRE EL RIO OLICHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SANCHEZ CARRION - LA LIBERTAD			
PLANO: PLANO DE UBICACIÓN		PLANO N°: PU-01	
TESISTAS: DR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL DR. SANCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON		UBICACION: Anexo de Yanasara y Pallar	
ASESOR: ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY		DISTRITO: Curgos PROVINCIA: Sánchez Carrion DEPARTAMENTO: La Libertad	
		ESCALA: INDICADA FECHA: NOVIEMBRE 2015	



Características de la cuenca

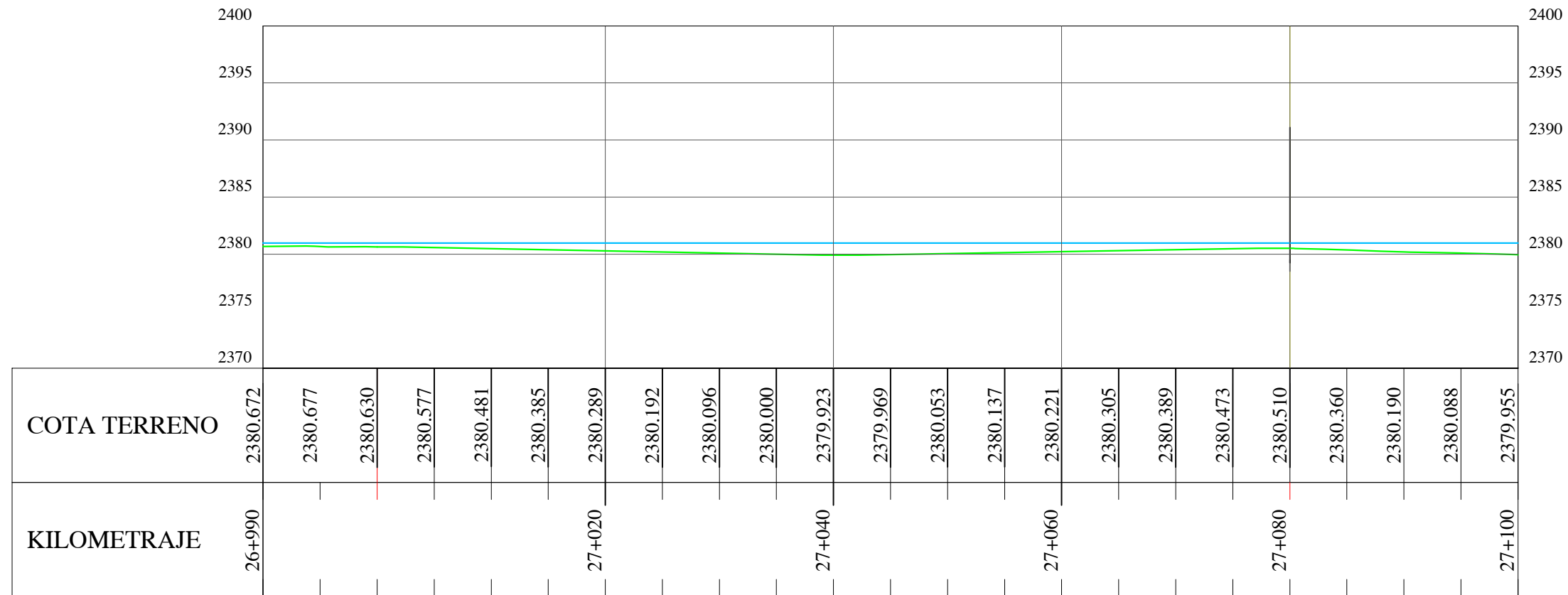
N°	Cuenca	Estructura existente	Ubicación Km.	Area (Km2)	Longitud del cauce (m)	Cota (msnm)		Desnivel (m)	Pendiente (m/m)	Tiempo de concentración (horas)			
						Máxima	Minima			Kirpich	Temes	Bransby Williams	Promedio
1	Olichoco	Cauce Natural de 80.00 m	27+000.000	71.12	16.680	4.150	2.400	1.750	0.1049	1.38	3.91	4.16	3.15

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO			
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUNTE SOBRE EL RIO OLICHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ GARRIÓN - LA LIBERTAD			
PLANO: DELIMITACIÓN DE LA CUENCA OLICHOCO		PLANO N°: DC-01	
TESISTAS: BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON		UBICACION: Anexo de Yanasara y Pallar	
ASESOR: ING. ALANOCA QUENTA, ANGEL FREDY		DISTRITO: Curgos PROVINCIA: Sánchez Carrión DEPARTAMENTO: La Libertad	
		ESCALA: 1/75000 FECHA: NOVIEMBRE 2015	



LEYENDA	
	CURVAS DE NIVEL EXISTENTE 1.00m Equidistancia
	EJE DE LA CARRETERA EXISTENTE
	BM
	RIO

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO			
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLICHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD			
PLANO: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO		PLANO N°: LT-01	
TEBISTAS: BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON	UBICACION: Anexo de Yanasara y Pallar	ESCALA: INDICADA FECHA: NOVIEMBRE 2015	
ASESOR: ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY	DISTRITO: Curgos PROVINCIA: Sánchez Carrión DEPARTAMENTO: La Libertad		



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO:
 DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO:
PERFIL TOPOGRÁFICO DEL RÍO OLIHOCO

PLANO N°:

PT-01

TESISTAS:
 BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
 BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

UBICACION:
 Anexo de Yanasara y Pallar

ASESOR:
 ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

DISTRITO: Curgos
 PROVINCIA: Sánchez Carrión
 DEPARTAMENTO: La Libertad

ESCALA:
 1/500

FECHA:
 NOVIEMBRE 2015

ANEXO II

INFORME DE ENSAYO

ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

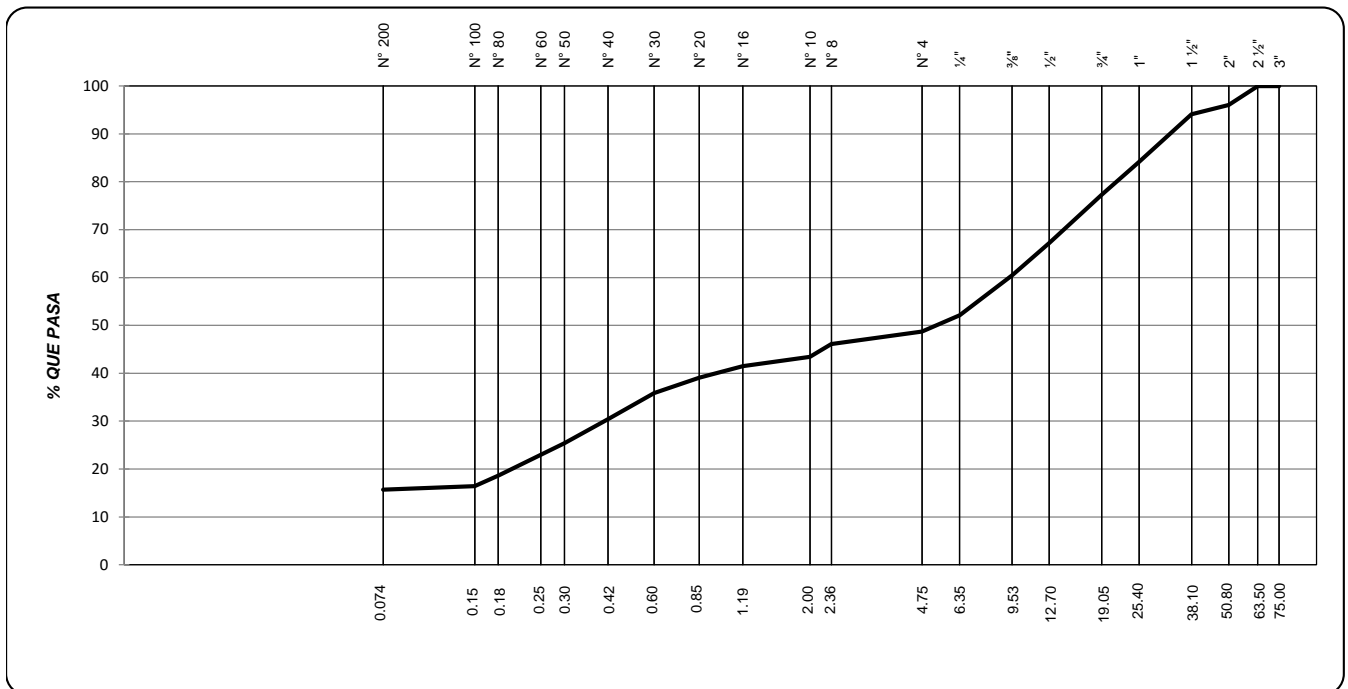
REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PROGRESIVA : Km 27+000
 CALICATA : 01
 MUESTRA : 01

PROFUNDIDAD : 0.00 - 1,00
 LADO : Izquierdo
 CANTIDAD : 17 Kg

ANALISIS GRANULOMETRICO				
MALLAS		RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASA (%)
SERIE AMERICANA	ABERTURA (mm)			
3"	75,00			
2 1/2"	63,50			100
2"	50,80	4	4	96
1 1/2"	38,10	2	6	94
1"	25,40	10	16	84
3/4"	19,05	7	23	77
1/2"	12,70	10	33	67
3/8"	9,53	7	40	61
1/4"	6,35	8	48	52
Nº 4	4,75	3	51	49
Nº 8	2,36	3	54	46
Nº 10	2,00	3	57	43
Nº 16	1,19	2	59	42
Nº 20	0,85	2	61	39
Nº 30	0,60	3	64	36
Nº 40	0,42	6	70	30
Nº 50	0,30	5	75	25
Nº 80	0,18	7	81	19
Nº 100	0,15	2	84	16
Nº 200	0,074	1	84	16
Menor que Nº 200		16	100	-

CARACTERIZACION DEL SUELO		
Límite líquido (%) (MTC E 110 - 2000)	:	19
Límite plástico (%) (MTC E 111 - 2000)	:	17
Índice plástico (%) (MTC E 111 - 2000)	:	2
Humedad natural (%) (MTC E 108 - 2000)	:	11,8
Clasificación SUCS (ASTM D 2487-05)	:	GM
Clasificación AASHTC (ASTM D 3282-04e1)	:	A-1-b (0)
OBSERVACION		



INFORME DE ENSAYO

MTC E 107 - 2000 ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

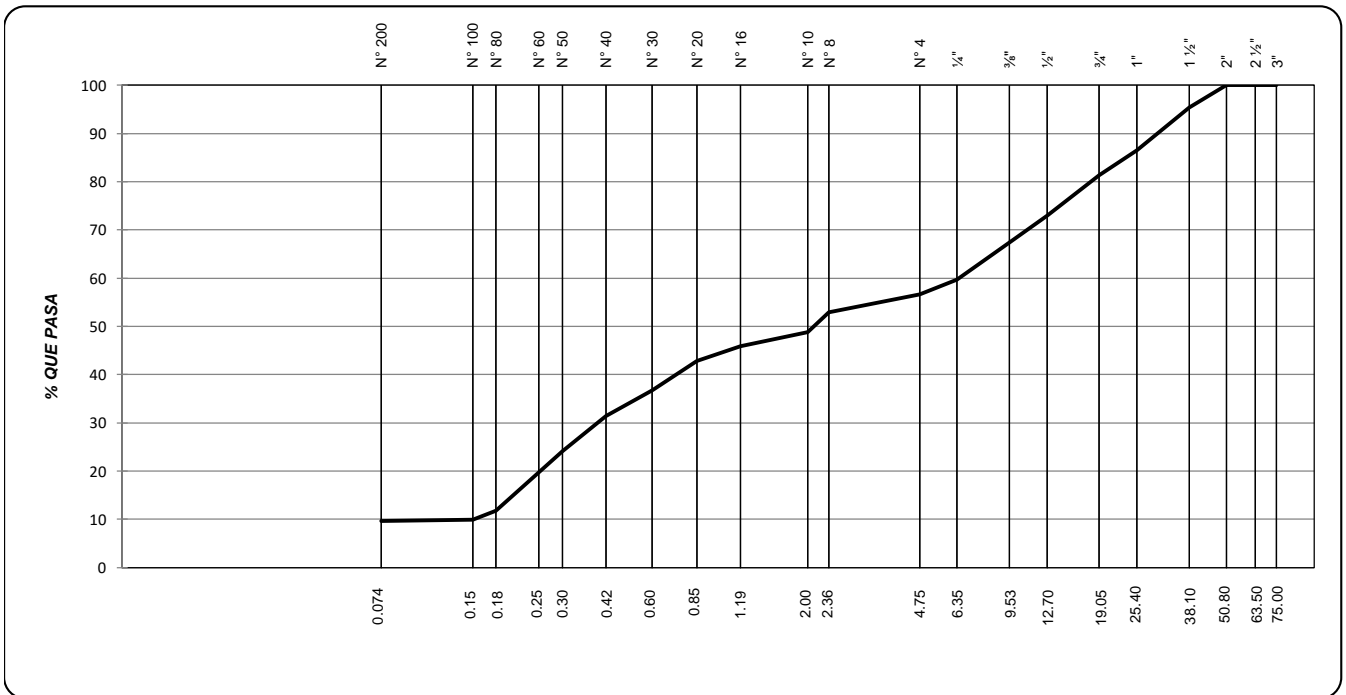
REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PROGRESIVA : Km 27+000
 CALICATA : 01
 MUESTRA : 02

PROFUNDIDAD : 1.00 - 1.50
 LADO : Izquierdo
 CANTIDAD : 16 Kg

ANALISIS GRANULOMETRICO				
MALLAS		RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASA (%)
SERIE AMERICANA	ABERTURA (mm)			
3"	75,00			
2 1/2"	63,50			
2"	50,80			100
1 1/2"	38,10	5	5	95
1"	25,40	9	14	87
3/4"	19,05	5	19	81
1/2"	12,70	8	27	73
3/8"	9,53	6	33	67
1/4"	6,35	8	40	60
N° 4	4,75	3	43	57
N° 8	2,36	4	47	53
N° 10	2,00	4	51	49
N° 16	1,19	3	54	46
N° 20	0,85	3	57	43
N° 30	0,60	6	63	37
N° 40	0,42	5	69	31
N° 50	0,30	7	76	24
N° 80	0,18	12	88	12
N° 100	0,15	2	90	10
N° 200	0,074	0	90	10
Menor que N° 200		10	100	-

CARACTERIZACION DEL SUELO	
Límite líquido (%) (MTC E 110 - 2000)	: 20
Límite plástico (%) (MTC E 111 - 2000)	: 16
Índice plástico (%) (MTC E 111 - 2000)	: 4
Humedad natural (%) (MTC E 108 - 2000)	: 2,5
Clasificación SUCS (ASTM D 2487-05)	: SP-SM
Clasificación AASHTO (ASTM D 3282-04e1)	: A-1-b (0)
OBSERVACION	



INFORME DE ENSAYO

MTC E 107 - 2000 ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

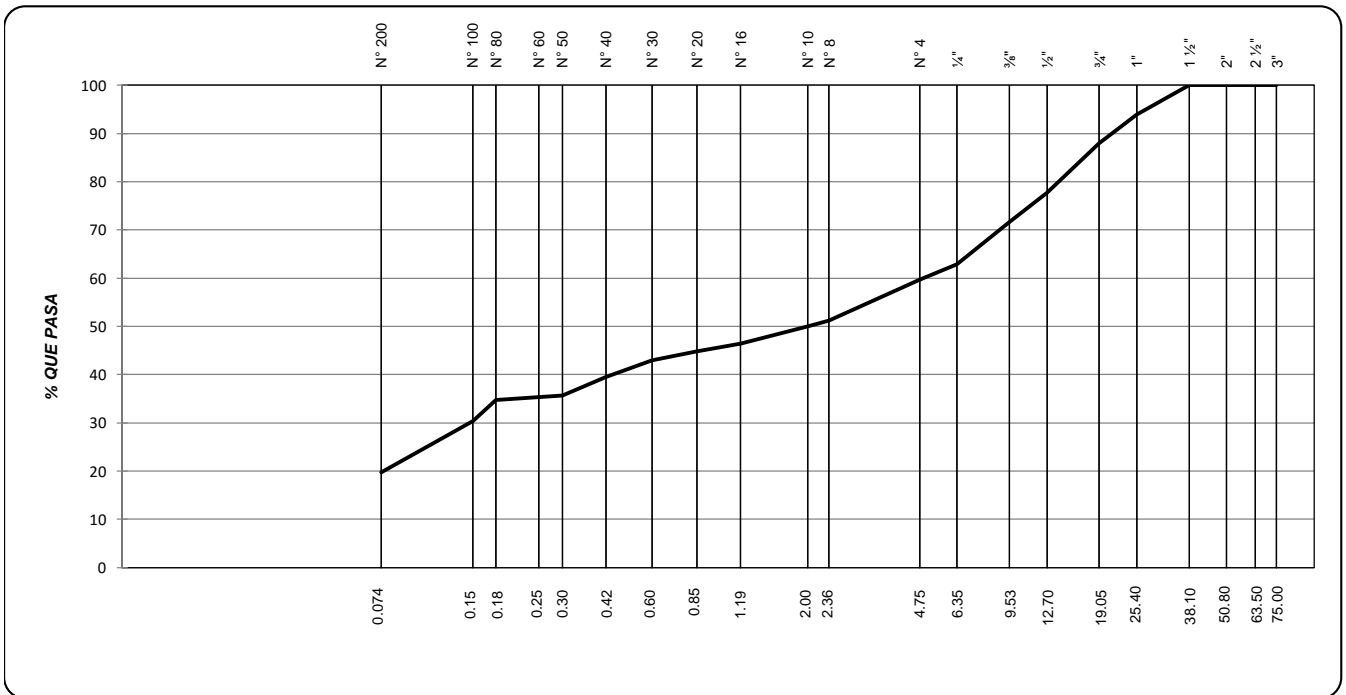
REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PROGRESIVA : Km 27+080
CALICATA : 02
MUESTRA : 01

PROFUNDIDAD : 0.00 - 1,00
LADO : Derecho
CANTIDAD : 15 Kg

ANALISIS GRANULOMETRICO				
MALLAS		RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASA (%)
SERIE AMERICANA	ABERTURA (mm)			
3"	75,00			
2 1/2"	63,50			
2"	50,80			
1 1/2"	38,10			100
1"	25,40	6	6	94
3/4"	19,05	6	12	88
1/2"	12,70	10	22	78
3/8"	9,53	6	28	72
1/4"	6,35	9	37	63
Nº 4	4,75	3	40	60
Nº 8	2,36	9	49	51
Nº 10	2,00	1	50	50
Nº 16	1,19	4	54	46
Nº 20	0,85	2	55	45
Nº 30	0,60	2	57	43
Nº 40	0,42	3	61	40
Nº 50	0,30	4	64	36
Nº 80	0,18	1	65	35
Nº 100	0,15	4	70	30
Nº 200	0,074	11	80	20
Menor que Nº 200		20	100	0

CARACTERIZACION DEL SUELO	
Límite líquido (%) (MTC E 110 - 2000)	: 24
Límite plástico (%) (MTC E 111 - 2000)	: 16
Índice plástico (%) (MTC E 111 - 2000)	: 8
Humedad natural (%) (MTC E 108 - 2000)	: 2,5
Clasificación SUCS (ASTM D 2487-05)	: GC
Clasificación AASHTO (ASTM D 3282-04e1)	: A-2-4 (0)
OBSERVACION	



INFORME DE ENSAYO

MTC E 107 - 2000 ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

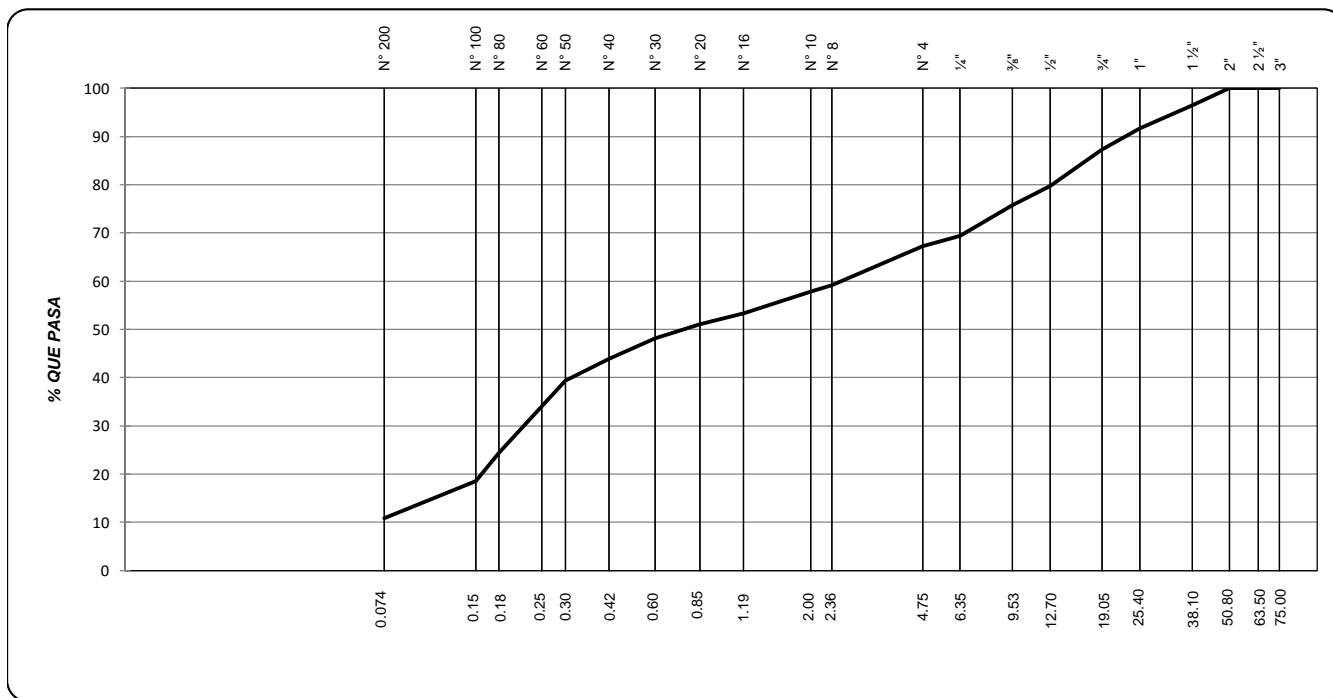
REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PROGRESIVA : Km 27+080
 CALICATA : 02
 MUESTRA : 02

PROFUNDIDAD : 1.00 - 1.50
 LADO : Derecho
 CANTIDAD : 120 Kg

ANALISIS GRANULOMETRICO				
MALLAS		RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	PASA (%)
SERIE AMERICANA	ABERTURA (mm)			
3"	75,00			
2 1/2"	63,50			
2"	50,80			100
1 1/2"	38,10	4	4	97
1"	25,40	5	8	92
3/4"	19,05	4	13	87
1/2"	12,70	8	20	80
3/8"	9,53	4	24	76
1/4"	6,35	6	31	69
N° 4	4,75	2	33	67
N° 8	2,36	8	41	59
N° 10	2,00	1	42	58
N° 16	1,19	5	47	53
N° 20	0,85	2	49	51
N° 30	0,60	3	52	48
N° 40	0,42	4	56	44
N° 50	0,30	5	61	39
N° 80	0,18	15	76	24
N° 100	0,15	6	81	19
N° 200	0,074	8	89	11
Menor que N° 200		11	100	-

CARACTERIZACION DEL SUELO	
Límite líquido (%) (MTC E 110 - 2000)	: 23
Límite plástico (%) (MTC E 111 - 2000)	: 19
Índice plástico (%) (MTC E 111 - 2000)	: 4
Humedad natural (%) (MTC E 108 - 2000)	: 3,4
Clasificación SUCS (ASTM D 2487-05)	: SP-SC
Clasificación AASHTO (ASTM D 3282-04e1)	: A-1-b (0)
OBSERVACION	



INFORME DE ENSAYO

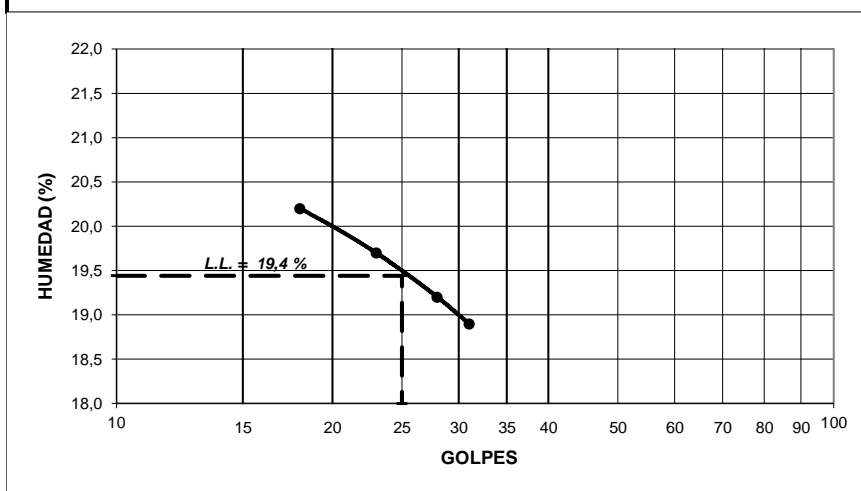
MTC E 110 - 2000 DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO, MTC E 111 - 2000 LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PROGRESIVA : Km 27+000
CALICATA : 01
MUESTRA : 01

PROFUNDIDAD : 0.00 - 1.00
LADO : Izquierdo
CANTIDAD : 17 Kg

Nº RECIPIENTE	LIMITE LIQUIDO MTC E 110 - 2000				LIMITE PLASTICO MTC E 111 - 2000	
	40	17	41	29	25	21
PESO DEL SUELO HUMEDO + RECIPIENTE (g)	27,66	29,41	25,26	29,05	24,68	29,14
PESO DEL SUELO SECO + RECIPIENTE (g)	25,02	26,50	23,09	26,24	22,83	26,56
PESO DEL AGUA (g)	2,64	2,91	2,17	2,81	1,86	2,59
PESO DEL RECIPIENTE (g)	11,91	11,74	11,82	11,36	11,84	11,52
PESO DEL SUELO SECO (g)	13,11	14,76	11,27	14,88	10,99	15,04
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20,2	19,7	19,2	18,9	16,9	17,2
NUMERO DE GOLPES	18	23	28	31	--	--



Límite Líquido (%) : 19
Límite Plástico (%) : 17
Índice Plástico (%) : 2

Observación :

INFORME DE ENSAYO

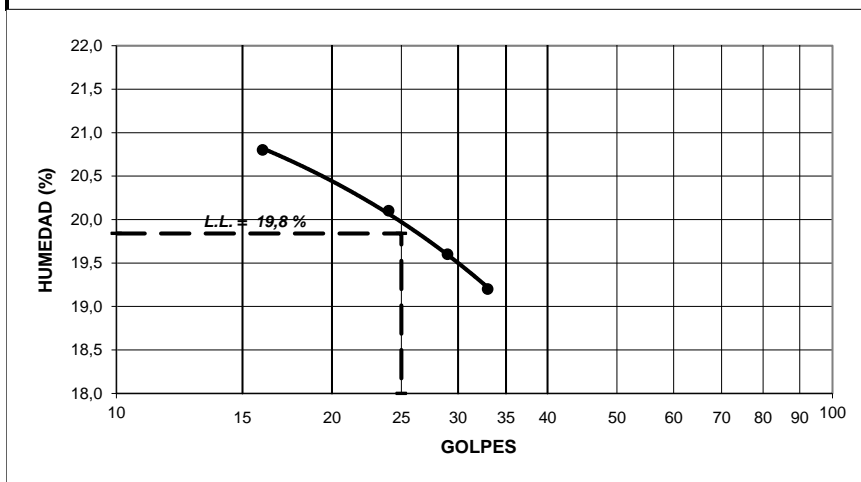
MTC E 110 - 2000 DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO, MTC E 111 - 2000 LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PROGRESIVA : Km 27+000
CALICATA : 01
MUESTRA : 02

PROFUNDIDAD : 1,00- 1.50
LADO : Izquierdo
CANTIDAD : 16 Kg

Nº RECIPIENTE	LIMITE LIQUIDO MTC E 110 - 2000				LIMITE PLASTICO MTC E 111 - 2000	
	26	35	1	9	4	5
PESO DEL SUELO HUMEDO + RECIPIENTE (g)	26,64	28,32	27,41	27,12	23,56	25,15
PESO DEL SUELO SECO + RECIPIENTE (g)	24,07	25,60	24,85	24,55	21,92	23,31
PESO DEL AGUA (g)	2,57	2,72	2,56	2,57	1,64	1,84
PESO DEL RECIPIENTE (g)	11,73	12,07	11,79	11,18	11,34	11,56
PESO DEL SUELO SECO (g)	12,34	13,53	13,06	13,37	10,58	11,75
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	20,8	20,1	19,6	19,2	15,6	15,7
NUMERO DE GOLPES	16	24	29	33	-	-



Límite Líquido (%) : 20
Límite Plástico (%) : 16
Índice Plástico (%) : 4

Observación :

INFORME DE ENSAYO

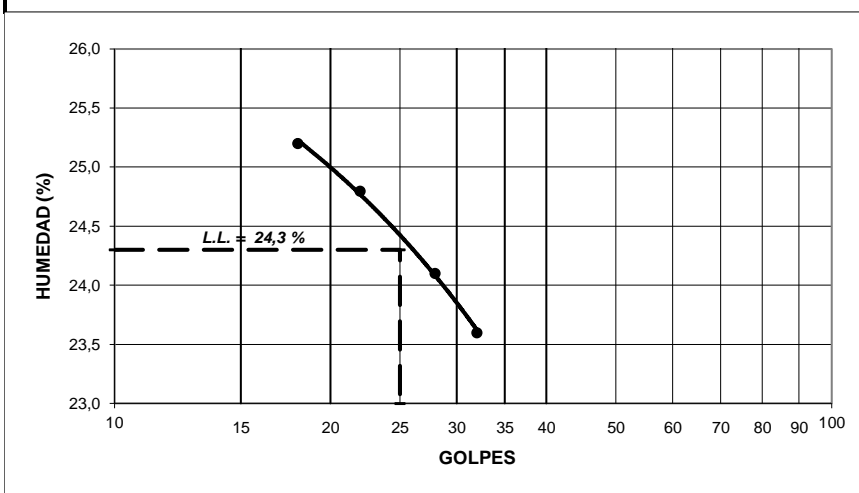
MTC E 110 - 2000 DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO, MTC E 111 - 2000 LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PROGRESIVA : Km 27+080
CALICATA : 02
MUESTRA : 01

PROFUNDIDAD : 0.00 - 1,00
LADO : Derecho
CANTIDAD : 15 Kg

Nº RECIPIENTE	LIMITE LIQUIDO MTC E 110 - 2000				LIMITE PLASTICO MTC E 111 - 2000	
	20	24	10	22	32	3
PESO DEL SUELO HUMEDO + RECIPIENTE (g)	26,19	26,83	29,12	27,17	23,96	25,18
PESO DEL SUELO SECO + RECIPIENTE (g)	23,30	23,87	25,66	24,22	22,31	23,30
PESO DEL AGUA (g)	2,89	2,96	3,46	2,95	1,65	1,88
PESO DEL RECIPIENTE (g)	11,82	11,91	11,34	11,74	12,09	11,49
PESO DEL SUELO SECO (g)	11,48	11,96	14,32	12,48	10,22	11,81
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	25,2	24,8	24,1	23,6	16,1	15,9
NUMERO DE GOLPES	18	22	28	32	-.-	-.-



Límite Líquido (%) : 24
Límite Plástico (%) : 16
Índice Plástico (%) : 8

Observación :

INFORME DE ENSAYO

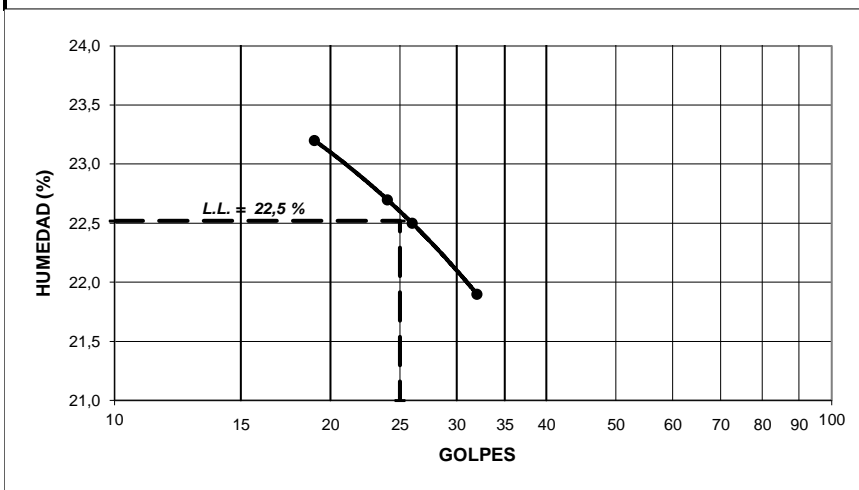
MTC E 110 - 2000 DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO, MTC E 111 - 2000 LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS

REFERENCIAS DE LA MUESTRA

PROGRESIVA : Km 27+080
CALICATA : 02
MUESTRA : 02

PROFUNDIDAD : 1,00 - 1,50
LADO : Derecho
CANTIDAD : 120 Kg

Nº RECIPIENTE	LIMITE LIQUIDO MTC E 110 - 2000				LIMITE PLASTICO MTC E 111 - 2000	
	6	34	16	11	14	4
PESO DEL SUELO HUMEDO + RECIPIENTE (g)	27,75	28,74	26,21	25,82	22,41	23,82
PESO DEL SUELO SECO + RECIPIENTE (g)	24,74	25,69	23,57	23,23	20,66	21,85
PESO DEL AGUA (g)	3,01	3,05	2,64	2,59	1,75	1,97
PESO DEL RECIPIENTE (g)	11,73	12,22	11,87	11,39	11,31	11,34
PESO DEL SUELO SECO (g)	13,01	13,47	11,70	11,84	9,35	10,51
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	23,2	22,7	22,5	21,9	18,7	18,7
NUMERO DE GOLPES	19	24	26	32	--	--



Límite Líquido (%) : 23
Límite Plástico (%) : 19
Índice Plástico (%) : 4

Observación :

CÁLCULO DE LÍMITE DE CARGA

B =	3,50	[m]	f =	29,80	[°]	ca =	0,00	
L =	10,20	[m]	d =	0,00	[°]	g =	18,30	[kN/m ³]
D =	1,50	[m]	b =	0,00	[°]	q _v =	0,00	[kN/m ²]
ecc.B =	0,00	[m]	h =	0,00	[°]	q _o =	0,00	[kN/m ²]
ecc.L =	0,00	[m]	c =	0,18	[kN/m ²]	FS =	3,00	

Meyerhof:		Vesic:		Hansen:		Terzaghi:	
Nq =	17,98910202	Nq =	17,98910202	Nq =	17,98910202	Nq =	19,981
Nc =	29,66464437	Nc =	29,66464437	Nc =	29,66464437	Nc =	34,242
Ng =	15,147379	Ng =	21,75032253	Ng =	14,5946257	Ng =	23,26

Factor de forma		Factor de forma		Factor de forma		Factor de forma	
sc =	1,204230992	sc =	1,208083772	sc =	1,208083772	sc =	1,3
sq = sg =	1,102115496	sq =	1,196516559	sq =	1,196516559	sg =	0,8
		sg =	0,862745098	sg =	0,862745098		

LEYENDA

Factores de profundidad		Factores de profundidad		Factores de profundidad	
dc =	1,147864902	dc =	1,171428571	dc =	1,171428571
dq = dg =	1,073932451	dq =	1,369648715	dq =	1,369648715
		dg =	1	dg =	1

- B = Ancho de la cimentación
- L = Longitud de la cimentación
- D = Profundidad de la cimentación
- ecc.B = Excentricidad en B
- ecc.L = Excentricidad en L
- f = Angulo de fricción
- d = A. inclinación del terreno de fundación.
- b = A. inclinación de la carga
- h = Inclinación de la cimentación
- c = Cohesión
- ca = Adhesión a la base de la fundación
- g = Peso específico del suelo

Factor de inclinación		Factor de inclinación		Factor de inclinación	
ic = iq =	1	ic =	1	ic =	1
ig =	1	iq =	1	iq =	1
		ig =	1	ig =	1

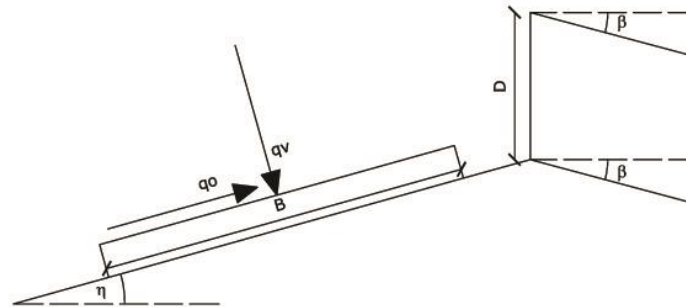
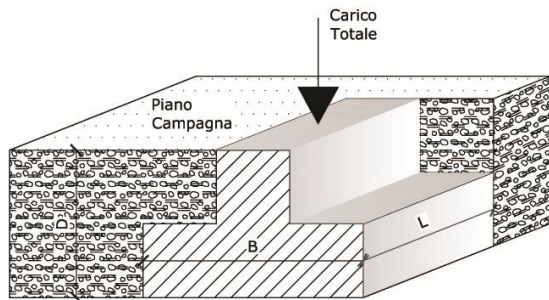
Kp =	2,975937317	<i>F. inclin. Cimentación</i>	<i>F. inclin. Cimentación</i>
		bc =	1
		bc =	1

$bq = bg =$	1	$bq =$	1
		$bg =$	1

<i>F. d'inclin. Terreno</i>		<i>F. d'inclin. Terreno</i>	
$gc =$	1	$gc =$	1
$gq = gg =$	1	$gq = gg =$	1

- $q_v =$ Comp. Vertical de la carga
- $q_h =$ Comp. Horizontal de la carga
- $K_p =$ Coeficiente de empuje pasivo
- $A_f =$ Area efectiva de la cimentación
- $FS =$ Factor de seguridad
- $q =$ Capacidad portante

<i>Capacidad Portante:</i>		<i>Capacidad Portante:</i>		<i>Capacidad Portante:</i>		<i>Capacidad Portante:</i>	
$q_{ult} =$	1166,00	$q_{ult} =$	849,64	$q_{ult} =$	847,36	$q_{ult} =$	1152,41 [kN/m ²]
$q =$	41626,18	$q =$	30332,14	$q =$	30250,78	$q =$	41141,12 [kN]
$Q_{amm} =$	388,67	$Q_{amm} =$	283,21	$Q_{amm} =$	282,45	$Q_{amm} =$	384,14 [kN/m ²]



ANEXO III

1. INFORMACIÓN METEOROLÓGICA (PRECIPITACIÓN O CAUDAL) Y CARTOGRAFÍA EMPLEADA EN EL ESTUDIO.

1.1 Pluviometría

La estación de precipitación más cercana a la zona es la que corresponde a la estación Huamachuco, cuyas características son las siguientes:

Estación	Provincia	Distrito	Latitud	Longitud	Altitud
Huamachuco	Sánchez Carrión	Huamachuco	07° 49'	78° 03'	3220

2. ESTUDIO DE CUENCAS.

2.1 Características Geomorfológicas

El área de Estudio se inicia en la carretera de Huamachuco, Km 27+000 a una altitud de 2,380 m.s.n.m. y culmina al término del río Olichoco Km 27+100 a una altitud de 2,379 m.s.n.m.

La cuenca del río Olichoco, presenta cerca de su desembocadura, un cauce divagante, amplio, con dos brazos en la época de estiaje. En el Cuadro 1 se presentan los parámetros geomorfológicos y en el plano CU-01 el mapa de la cuenca a escala adecuada de tal manera que permite su lectura y visualización.

N°	Cuenca	Ubicación Km.	Área (Km ²)	Longitud del cauce (m)	Cota (msnm)		Desnivel (m)	Pendiente (m/m)	Tiempo de concentración (horas)			
					Máxima	Mínima			Kirpich	Temes	Bransby Williams	Promedio
1	Olichoco	27+040	71.12	16,680	4,150	2,400	1,750	0.1049	1.38	3.91	4.16	3.15

Existen varias fórmulas para calcular este parámetro, en el presente estudio se ha empleado el promedio de tres fórmulas ampliamente utilizadas: Kirpich, Temes y Bransby Williams.

Fórmula de Kirpich:

$$Tc = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Dónde:

Tc = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud del curso principal en metros

S = Pendiente a lo largo del cauce en m/m

Fórmula de Temes:

$$Tc = 0.30 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}}$$

Dónde:

Tc = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del curso principal en kilómetros.

S = Pendiente a lo largo del cauce en m/m.

Fórmula de Bransby Williams.

$$Tc = 0.2433 \frac{L}{A^{0.1} S^{0.2}}$$

Dónde:

Tc = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del curso principal en kilómetros.

A = Area de cuenca en Km².

S = Pendiente a lo largo del cauce en m/m.

2.2 Análisis de la Precipitación Máxima Diaria

Los caudales máximos han sido estimados mediante modelos de precipitación-escorrentía, sobre la base la precipitación máxima en 24 horas y de las características geomorfológicas de las cuencas.

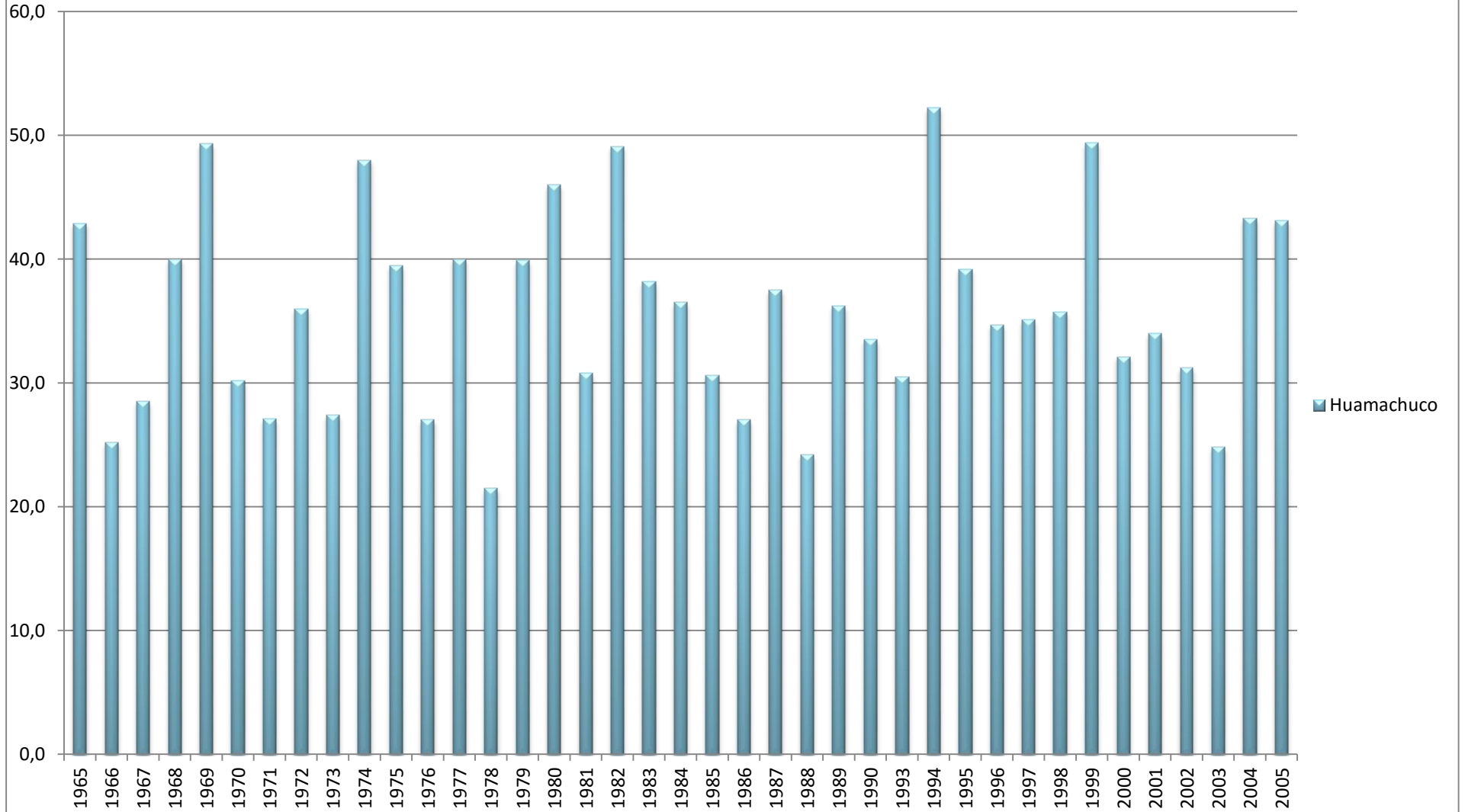
Para ello se toma como representativa los valores registrados en la estación Huamachuco.

En el Cuadro N°2, se muestran la relación de las precipitaciones máximas diarias registradas y en la Figura N°01, el histograma correspondiente.

Cuadro N°2: Precipitación máxima	
Año	Estación Huamachuco
1965	42.9
1966	25.2
1967	28.5
1968	40.0
1969	49.3
1970	30.2
1971	27.1
1972	36.0
1973	27.4
1974	48.0
1975	39.5
1976	27.0
1977	40.0
1978	21.5
1979	39.9
1980	46.0
1981	30.8
1982	49.1
1983	38.2
1984	36.5
1985	30.6
1986	27.0
1987	37.5
1988	24.2
1989	36.2
1990	33.5
1993	30.5
1994	52.2
1995	39.2
1996	34.7
1997	35.1
1998	35.7
1999	49.4
2000	32.1
2001	34.0
2002	31.2
2003	24.8
2004	43.3
2005	43.1

FUENTE: SENAMHI

Fig. N°01: Histograma de Precipitación Máxima en 24 horas



2.3 Análisis Estadístico de la Precipitación Máxima Diaria

Los valores observados de precipitación máxima en 24 horas, fueron ajustados a las distribuciones teóricas Log Pearson Tipo III, Pearson Tipo III y Gumbel, para ello se recurrió al software de cómputo, DISTRIB 2.13. Los análisis se presentan en los cuadros del N°3 al N°5.

2.3.1 Análisis de frecuencia de la Precipitación Máxima en 24 horas

a. Distribución Pearson Tipo III

La función de densidad de probabilidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left[\frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right]^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1}}$$

Dónde:

$\alpha_1, \beta_1, \delta_1$ = Son los parámetros de la función

$\Gamma(\beta_1)$ = Función Gamma.

Los parámetros $\alpha_1, \beta_1, \delta_1$ se evalúan a partir de los datos de intensidades observadas (en este caso estimadas a partir de la lluvia máxima en 24 horas), mediante el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \beta_1$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Dónde:

\bar{x} = Es la media de los datos

S² = variancia de los datos

$$\gamma = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^3 / n}{S^3}$$

γ = coeficiente de sesgo, definido como:

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}} \left(\frac{x-\delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1-1} dx$$

Sustituyendo

$y = \frac{x-\delta_1}{\alpha_1}$, la ecuación anterior se escribe como:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int y^{\beta_1-1} e^{-y} dy$$

Esta última ecuación es una función de distribución chi cuadrada con $2\beta_1$ grados de libertad y también $\chi^2 = 2y$, es decir:

$$F(y) = F(\chi^2 | \nu) = F\chi^2(2y | 2\beta_1)$$

La función chi cuadrado se encuentra en tablas estadísticas.

b. Distribución Log Pearson Tipo III

Si se toman los logaritmos de la variable aleatoria y suponiendo que estos se comportan según la distribución Pearson Tipo III, se tiene la función Log Pearson Tipo III. Para la solución se sigue el mismo procedimiento que la distribución Pearson Tipo III.

c. Distribución Gumbel

Supóngase que se tienen N muestras, cada una de las cuales contiene "n" eventos. Si se selecciona el máximo "x" de los "n" eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que "n" aumenta, la función de distribución de probabilidad de "x" tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta) - e^{-\alpha(x-\beta)}]}$$

Donde α y β son los parámetros de la función.

Los parámetros α y β , se estiman para muestras muy grandes, como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45S$$

Para muestras relativamente pequeñas, se tiene:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - u_y / \alpha$$

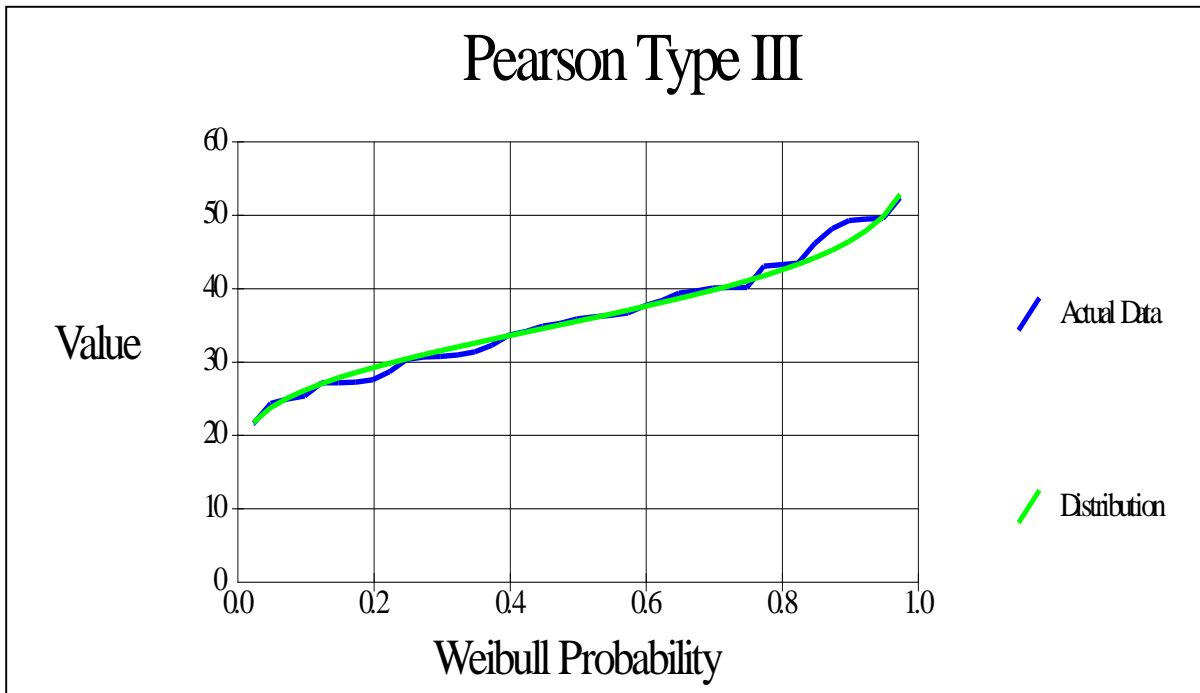
Los valores de μ_y y σ_y se encuentran en tablas.

Cuadro N°3: PRECIPITACION MAXIMA EN 24
HORAS (mm)
ESTACION HUAMACHUCO
Distribution Analysys: Pearson Type III
First Moment (mean) = 35.8308
Second Moment = 6.305e01
Skew = 2.623e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0250	21.5	21.6	2.18
2	0.0500	24.2	23.6	1.78
3	0.0750	24.8	24.9	1.59
4	0.1000	25.2	26.0	1.48
5	0.1250	27.0	26.9	1.42
6	0.1500	27.0	27.7	1.38
7	0.1750	27.1	28.4	1.36
8	0.2000	27.4	29.1	1.35
9	0.2250	28.5	29.7	1.34
10	0.2500	30.2	30.3	1.34
11	0.2750	30.5	30.8	1.34
12	0.3000	30.6	31.4	1.34
13	0.3250	30.8	31.9	1.34
14	0.3500	31.2	32.4	1.35
15	0.3750	32.1	32.9	1.35
16	0.4000	33.5	33.4	1.36
17	0.4250	34.0	33.9	1.36
18	0.4500	34.7	34.4	1.37
19	0.4750	35.1	34.9	1.38
20	0.5000	35.7	35.4	1.38
21	0.5250	36.0	35.9	1.39
22	0.5500	36.2	36.4	1.40
23	0.5750	36.5	36.9	1.41
24	0.6000	37.5	37.4	1.42
25	0.6250	38.2	37.9	1.43
26	0.6500	39.2	38.5	1.44
27	0.6750	39.5	39.0	1.46

28	0.7000	39.9	39.6	1.48
29	0.7250	40.0	40.3	1.51
30	0.7500	40.0	40.9	1.54
31	0.7750	42.9	41.6	1.57
32	0.8000	43.1	42.3	1.62
33	0.8250	43.3	43.2	1.68
34	0.8500	46.0	44.0	1.76
35	0.8750	48.0	45.1	1.87
36	0.9000	49.1	46.3	2.02
37	0.9250	49.3	47.7	2.24
38	0.9500	49.4	49.6	2.59
39	0.9750	52.2	52.7	3.26

Predictions			
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.995	200	58.9	5.05
0.990	100	56.3	4.25
0.980	50	53.6	3.49
0.960	25	50.6	2.79
0.900	10	46.3	2.02
0.800	5	42.3	1.62
0.667	3	38.9	1.46
0.500	2	35.4	1.38



Cuadro N°4: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION HUAMACHUCO

Distribution Analysys: Log Pearson Type III

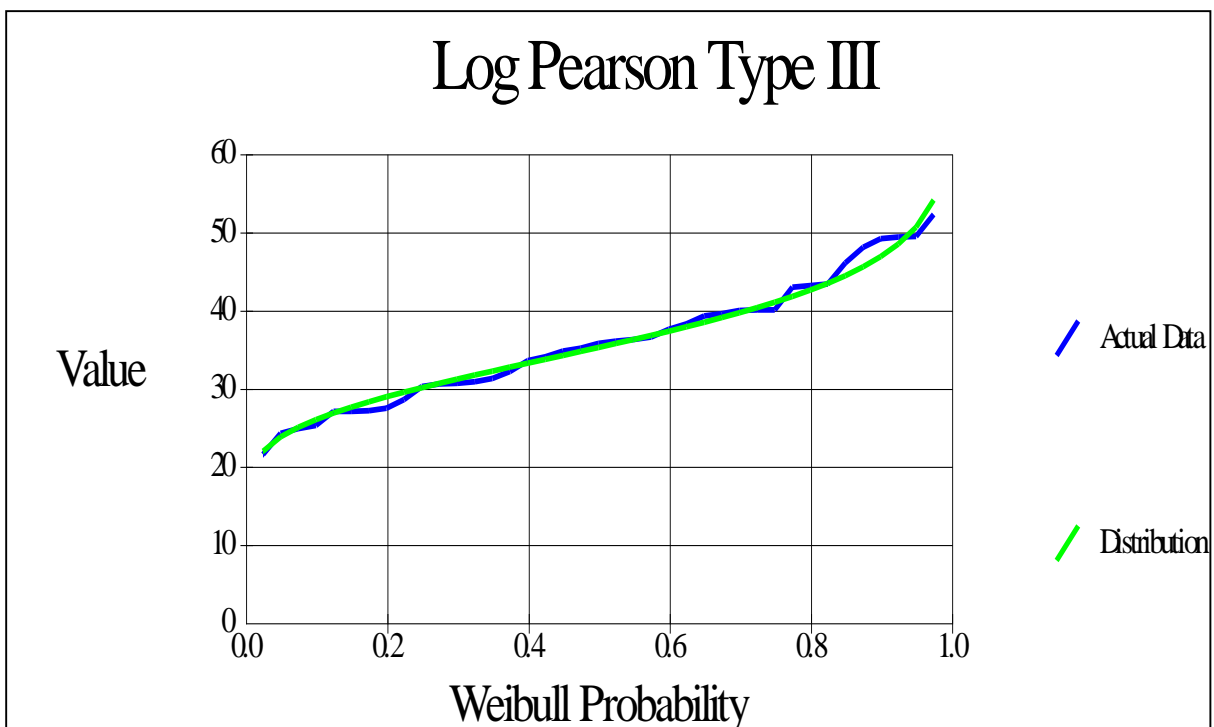
First Moment (mean) = 35.8308

Second Moment = 6.305e01

Skew = 2.623e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0250	21.5	21.9	1.83
2	0.0500	24.2	23.7	1.60
3	0.0750	24.8	25.0	1.48
4	0.1000	25.2	25.9	1.40
5	0.1250	27.0	26.8	1.36
6	0.1500	27.0	27.5	1.32
7	0.1750	27.1	28.2	1.30
8	0.2000	27.4	28.9	1.29
9	0.2250	28.5	29.5	1.29
10	0.2500	30.2	30.0	1.29
11	0.2750	30.5	30.6	1.29
12	0.3000	30.6	31.1	1.30
13	0.3250	30.8	31.7	1.31
14	0.3500	31.2	32.2	1.32
15	0.3750	32.1	32.7	1.33
16	0.4000	33.5	33.2	1.34
17	0.4250	34.0	33.7	1.36
18	0.4500	34.7	34.2	1.37
19	0.4750	35.1	34.7	1.39
20	0.5000	35.7	35.2	1.40
21	0.5250	36.0	35.7	1.42
22	0.5500	36.2	36.2	1.44
23	0.5750	36.5	36.7	1.46
24	0.6000	37.5	37.3	1.48
25	0.6250	38.2	37.8	1.50
26	0.6500	39.2	38.4	1.53
27	0.6750	39.5	39.0	1.55
28	0.7000	39.9	39.6	1.58
29	0.7250	40.0	40.3	1.62
30	0.7500	40.0	41.0	1.66
31	0.7750	42.9	41.7	1.70
32	0.8000	43.1	42.5	1.76
33	0.8250	43.3	43.4	1.83
34	0.8500	46.0	44.4	1.92
35	0.8750	48.0	45.5	2.05
36	0.9000	49.1	46.8	2.22
37	0.9250	49.3	48.4	2.47
38	0.9500	49.4	50.6	2.90
39	0.9750	52.2	54.0	3.77

Predictions			
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.995	200	61.3	6.42
0.990	100	58.3	5.19
0.980	50	55.1	4.09
0.960	25	51.7	3.16
0.900	10	46.8	2.22
0.800	5	42.5	1.76
0.667	3	38.8	1.54
0.500	2	35.2	1.40



Cuadro N°5: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION HUAMACHUCO

Distribution Analysis: Gumbel Extremal Type I

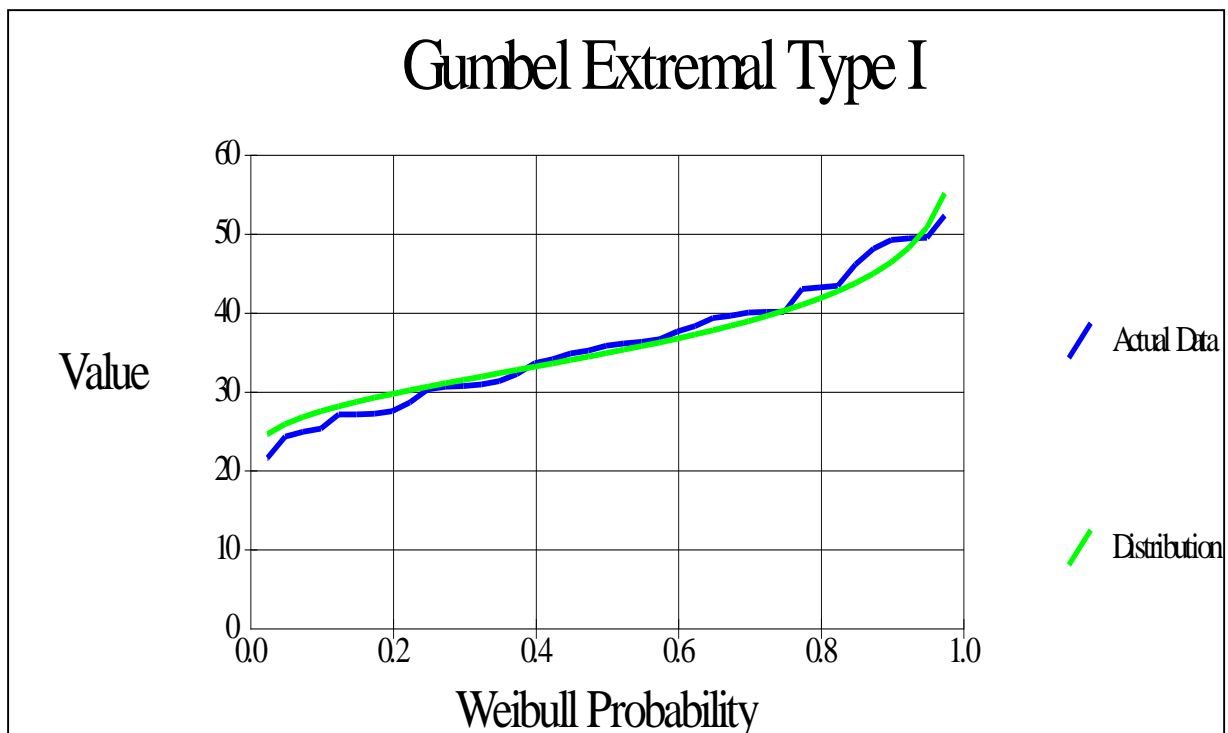
First Moment (mean) = 35.8308

Second Moment = 6.305e01

Skew = 2.623e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0250	21.5	24.5	1.51
2	0.0500	24.2	25.8	1.37
3	0.0750	24.8	26.7	1.28
4	0.1000	25.2	27.4	1.22
5	0.1250	27.0	28.0	1.17
6	0.1500	27.0	28.6	1.13
7	0.1750	27.1	29.1	1.10
8	0.2000	27.4	29.6	1.08
9	0.2250	28.5	30.1	1.06
10	0.2500	30.2	30.5	1.05
11	0.2750	30.5	30.9	1.05
12	0.3000	30.6	31.4	1.05
13	0.3250	30.8	31.8	1.05
14	0.3500	31.2	32.2	1.05
15	0.3750	32.1	32.6	1.07
16	0.4000	33.5	33.0	1.08
17	0.4250	34.0	33.5	1.10
18	0.4500	34.7	33.9	1.12
19	0.4750	35.1	34.3	1.15
20	0.5000	35.7	34.8	1.18
21	0.5250	36.0	35.2	1.22
22	0.5500	36.2	35.7	1.26
23	0.5750	36.5	36.1	1.30
24	0.6000	37.5	36.6	1.35
25	0.6250	38.2	37.1	1.40
26	0.6500	39.2	37.7	1.46
27	0.6750	39.5	38.2	1.52
28	0.7000	39.9	38.8	1.59
29	0.7250	40.0	39.5	1.67
30	0.7500	40.0	40.1	1.76
31	0.7750	42.9	40.9	1.85
32	0.8000	43.1	41.7	1.96
33	0.8250	43.3	42.6	2.09
34	0.8500	46.0	43.6	2.23
35	0.8750	48.0	44.8	2.40
36	0.9000	49.1	46.3	2.62
37	0.9250	49.3	48.1	2.89
38	0.9500	49.4	50.7	3.27
39	0.9750	52.2	55.0	3.94

Predictions			
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9950	200	64.9	5.48
0.9900	100	60.7	4.82
0.9800	50	56.4	4.15
0.9600	25	52.1	3.49
0.9000	10	46.3	2.62
0.8000	5	41.7	1.96
0.6670	3	38.0	1.50
0.5000	2	34.8	1.18



2.3.2 Determinación de Parámetros de las Funciones

Una vez finalizado el análisis estadístico de las series de caudales punta, se realizó un ajuste de los caudales a distintas funciones de distribución de probabilidad, las cuales son usadas en hidrología para predecir con cierta probabilidad los valores que puede tomar una variable hidrológica.

a. Función de Distribución Logarítmico –Normal

El primer paso a realizar es la aplicación de una transformación logarítmica a los datos de las series de caudales punta. Una vez realizada esta transformación se procedió a calcular los parámetros requeridos por esta función, los cuales son:

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n}$$

$$\beta = \left[\sum_{i=1}^n \frac{(\ln x_i - \alpha)^2}{n} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Ambos parámetros representan a la media aritmética y la desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria. Finalmente se procedió a ajustar dicha función.

2.3.3 Prueba de Bondad de Ajuste.

Para saber que distribución teórica se ajustó mejor a los datos de intensidades calculadas, se aplicó la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov. Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_0(X_m)$ y la estimada $F(X_m)$.

$$D = \max |F_0(X_m) - F(X_m)|$$

Con un valor crítico “d” que depende del número de datos y del nivel de significación seleccionado.

Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula

Los valores del nivel de significación α que se usan normalmente son del 10%, 5% y 1%. Para un nivel de significación de 5%, y para una muestra de $n = 39$, el valor de “d” crítico es 0.25.

El valor de α , en la teoría estadística, es la probabilidad de rechazar la hipótesis nula

H_0 = La función de distribución de probabilidad es $D(\alpha, \beta, \dots)$, cuando en realidad es cierta, es decir de cometer un error tipo I

La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(X_m) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

Donde "m" es el número de orden del dato X_m en una lista de mayor a menor y "n" es el número total de datos.

De acuerdo a esta prueba de ajuste, todas las distribuciones pasan la prueba, pero la que se ajusta mejor por tener el menor valor de D, es la distribución Gumbel, este resultado se da para los registros de las estaciones, como se muestra en los cuadros del N°6 al N°8.

Cuadro N°6: PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV
Distribución Pearson Tipo 3.- Precipitación Máxima en 24 horas
Estación Huamachuco

N	X	$Y=(x-\delta_1)/\alpha_1$	2Y	$2\beta_1$	χ^2	Fx	Fo	Abs(Fo-Fx)
1	21.6	53.86	107.72	139.82	0.97	0.02	0.02	0.0021
2	23.6	56.121	112.24	139.82	0.95	0.04	0.05	0.0036
3	24.9	57.645	115.29	139.82	0.92	0.07	0.07	0.0044
4	26.0	58.844	117.68	139.82	0.90	0.09	0.10	0.0048
5	26.9	59.859	119.71	139.82	0.87	0.12	0.12	0.0048
6	27.7	60.753	121.50	139.82	0.85	0.14	0.15	0.0046
7	28.4	61.564	123.12	139.82	0.82	0.17	0.175	0.0040
8	29.1	62.312	124.62	139.82	0.80	0.19	0.200	0.0033
9	29.7	63.014	126.02	139.82	0.77	0.22	0.225	0.0023
10	30.3	63.680	127.36	139.82	0.75	0.24	0.250	0.0012
11	30.8	64.317	128.63	139.82	0.72	0.27	0.275	0.0000
12	31.4	64.931	129.86	139.82	0.69	0.30	0.300	0.0014
13	31.9	65.528	131.05	139.82	0.67	0.32	0.325	0.0029
14	32.4	66.110	132.22	139.82	0.64	0.35	0.350	0.0045
15	32.9	66.682	133.36	139.82	0.61	0.38	0.375	0.0062
16	33.4	67.247	134.49	139.82	0.59	0.40	0.400	0.0078
17	33.9	67.806	135.61	139.82	0.56	0.43	0.425	0.0096
18	34.4	68.362	136.72	139.82	0.53	0.46	0.450	0.0113
19	34.9	68.918	137.83	139.82	0.51	0.48	0.475	0.0131
20	35.4	69.475	138.95	139.82	0.48	0.51	0.500	0.0148
21	35.9	70.037	140.07	139.82	0.45	0.54	0.525	0.0165

22	36.4	70.604	141.20	139.82	0.43	0.56	0.550	0.0182	
23	36.9	71.181	142.36	139.82	0.40	0.59	0.575	0.0199	
24	37.4	71.770	143.54	139.82	0.37	0.62	0.600	0.0215	
25	37.9	72.373	144.74	139.82	0.35	0.64	0.625	0.0230	
26	38.5	72.9939	145.98	139.82	0.32	0.67	0.650	0.0244	
27	39.0	73.636	147.27	139.82	0.29	0.70	0.675	0.0257	
28	39.6	74.303	148.60	139.82	0.27	0.72	0.700	0.0268	
29	40.3	75.003	150.00	139.82	0.24	0.75	0.725	0.0278	
30	40.9	75.741	151.48	139.82	0.22	0.77	0.750	0.0285	
31	41.6	76.526	153.05	139.82	0.19	0.80	0.775	0.0289	
32	42.3	77.370	154.74	139.82	0.17	0.82	0.800	0.0290	
33	43.2	78.290	156.58	139.82	0.14	0.85	0.825	0.0287	
34	44.0	79.308	158.61	139.82	0.12	0.87	0.850	0.0280	
35	45.1	80.460	160.92	139.82	0.09	0.90	0.875	0.0266	
36	46.3	81.804	163.60	139.82	0.07	0.92	0.900	0.0245	
37	47.7	83.449	166.89	139.82	0.05	0.94	0.925	0.0215	
38	49.6	85.627	171.25	139.82	0.03	0.96	0.950	0.0172	
39	52.7	89.063	178.12	139.82	0.01	0.98	0.975	0.0110	
Suma		1394.6						D=	0.0290
Media		35.8							
Des.Eest(S)		7.38	d crítico = 0.21						
sesgo(γ)		0.2392	n=39						
$\beta_1=(2/\gamma)^2$		69.9124	$\alpha=0.05$						
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$		0.8823							
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$		-25.9220							

Cuadro N°7: PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV
Distribución Log Pearson Tipo 3.- Precipitación Máxima en 24 horas
Estación Huamachuco

N	X	LnX	$Y=(x-\delta_1)/\alpha_1$	2Y	$2\beta_1$	χ^2	Fx	Fo	Abs(Fo-Fx)
1	21.9	3.0873	339.9260	679.85	765.315	0.9877	0.0123	0.025	0.0127
2	23.7	3.1663	347.1425	694.2	765.31	0.967	0.032	0.050	0.0178
3	25.0	3.2172	351.7879	703.5	765.31	0.944	0.055	0.075	0.0199
4	25.9	3.2561	355.3322	710.6	765.31	0.920	0.079	0.100	0.0202
5	26.8	3.2881	358.2554	716.5	765.31	0.894	0.105	0.125	0.0193
6	27.5	3.3157	360.7792	721.5	765.31	0.867	0.132	0.150	0.0176
7	28.2	3.3403	363.0235	726.0	765.31	0.840	0.159	0.175	0.0154
8	28.9	3.3627	365.0630	730.1	765.31	0.812	0.187	0.200	0.0128
9	29.5	3.3833	366.9462	733.8	765.31	0.785	0.215	0.225	0.0100
10	30.0	3.4026	368.7066	737.4	765.31	0.757	0.243	0.250	0.0070
11	30.6	3.4208	370.3689	740.7	765.31	0.729	0.271	0.275	0.0040
12	31.1	3.4382	371.9526	743.9	765.31	0.701	0.299	0.300	0.0010
13	31.7	3.4548	373.4718	746.9	765.31	0.673	0.327	0.325	0.0020
14	32.2	3.4709	374.9386	749.8	765.31	0.645	0.354	0.350	0.0049
15	32.7	3.4865	376.3626	752.7	765.31	0.617	0.382	0.375	0.0077
16	33.2	3.5017	377.7518	755.5	765.31	0.589	0.410	0.400	0.0103
17	33.7	3.5166	379.1137	758.2	765.31	0.562	0.437	0.425	0.0128

18	34.2	3.5313	380.4542	760.9	765.31	0.535	0.465	0.450	0.0150
19	34.7	3.5458	381.7793	763.5	765.31	0.507	0.492	0.475	0.0171
20	35.2	3.5602	383.0945	766.1	765.31	0.481	0.518	0.500	0.0189
21	35.7	3.5746	384.4053	768.8	765.31	0.454	0.545	0.525	0.0205
22	36.2	3.5890	385.7183	771.4	765.31	0.428	0.571	0.550	0.0219
23	36.7	3.6035	387.0382	774.0	765.31	0.402	0.598	0.575	0.0230
24	37.3	3.6181	388.3707	776.7	765.31	0.376	0.623	0.600	0.0239
25	37.8	3.6329	389.7214	779.4	765.31	0.350	0.649	0.625	0.0245
26	38.4	3.6479	391.0968	782.1	765.31	0.325	0.674	0.650	0.0248
27	39.0	3.6633	392.5043	785.0	765.31	0.300	0.700	0.675	0.0249
28	39.6	3.6792	393.9522	787.9	765.31	0.275	0.724	0.700	0.0247
29	40.3	3.6956	395.4507	790.9	765.31	0.250	0.749	0.725	0.0242
30	41.0	3.7127	397.0124	794.0	765.315	0.2267	0.7733	0.7500	0.0233
31	41.7	3.7307	398.6531	797.30	765.315	0.2028	0.7972	0.7750	0.0222
32	42.5	3.7498	400.3935	800.78	765.315	0.1793	0.8207	0.8000	0.0207
33	43.4	3.7703	402.2622	804.52	765.315	0.1561	0.8439	0.8250	0.0189
34	44.4	3.7926	404.2992	808.59	765.315	0.1333	0.8667	0.8500	0.0167
35	45.5	3.8174	406.5649	813.12	765.315	0.1108	0.8892	0.8750	0.0142
36	46.8	3.8458	409.1582	818.31	765.315	0.0886	0.9114	0.9000	0.0114
37	48.4	3.8798	412.2577	824.51	765.315	0.0667	0.9333	0.9250	0.0083
38	50.6	3.9235	416.2479	832.49	765.315	0.0451	0.9549	0.9500	0.0049
39	54.0	3.9897	422.2895	844.57	765.315	0.023	0.976	0.9750	0.0014
Suma		138.7						D=	0.02491
Media		3.56							
Des.Eest(S)		0.2143							
sesgo(γ)		-0.1022							
$\beta_1=(2/\gamma)^2$		382.6576							
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$		0.0110							
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$		-0.6372							

d
crítico = 0.21
n=39
 $\alpha=0.05$

Cuadro N°8: PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV
Distribución Gumbel.- Precipitación Máxima en 24 horas
Estación Huamachuco

N	X	F _x	F _o	Abs(F _o -F _x)
1	24.5	0.0270	0.0250	0.0020
2	25.8	0.0528	0.0500	0.0028
3	26.7	0.0783	0.0750	0.0033
4	27.4	0.1036	0.1000	0.0036
5	28.0	0.1288	0.1250	0.0038
6	28.6	0.1539	0.1500	0.0039
7	29.1	0.1788	0.1750	0.0038
8	29.6	0.2038	0.2000	0.0038
9	30.1	0.2286	0.2250	0.0036
10	30.5	0.2535	0.2500	0.0035
11	30.9	0.2783	0.2750	0.0033
12	31.4	0.3031	0.3000	0.0031

13	31.8	0.3278	0.3250	0.0028
14	32.2	0.3526	0.3500	0.0026
15	32.6	0.3773	0.3750	0.0023
16	33.0	0.4020	0.4000	0.0020
17	33.5	0.4267	0.4250	0.0017
18	33.9	0.4515	0.4500	0.0015
19	34.3	0.4762	0.4750	0.0012
20	34.8	0.5009	0.5000	0.0009
21	35.2	0.5256	0.5250	0.0006
22	35.7	0.5503	0.5500	0.0003
23	36.1	0.5750	0.5750	0.0000
24	36.6	0.5997	0.6000	0.0003
25	37.1	0.6245	0.6250	0.0005
26	37.7	0.6493	0.6500	0.0007
27	38.2	0.6740	0.6750	0.0010
28	38.8	0.6988	0.7000	0.0012
29	39.5	0.7236	0.7250	0.0014
30	40.1	0.7485	0.7500	0.0015
31	40.9	0.7733	0.7750	0.0017
32	41.7	0.7982	0.8000	0.0018
33	42.6	0.8232	0.8250	0.0018
34	43.6	0.8482	0.8500	0.0018
35	44.8	0.8732	0.8750	0.0018
36	46.3	0.8983	0.9000	0.0017
37	48.1	0.9235	0.9250	0.0015
38	50.7	0.9487	0.9500	0.0013
39	55.0	0.9742	0.9750	0.0008
Suma	1397.4		D=	0.0039
Media	35.8			
Desvest	7.06	d crítico = 0.21		
uy	0.5436	n=39		
oy	1.1413	α=0.05		
Alfa	0.161591955			
Beta	32.46673525			
exp(1)	2.718281828			

2.4 Intensidades de lluvia

Las estaciones de lluvia ubicadas en la zona, no cuentan con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas. Para poder estimarlas se recurrió al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

Existen varios modelos para estimar la intensidad a partir de la precipitación máxima en 24 horas. Uno de ellos es el modelo de Frederich Bell que permite calcular la lluvia máxima en función del período de retorno, la duración de la tormenta en minutos y la precipitación máxima de una hora de duración y periodo de retorno de 10 años. La expresión es la siguiente:

$$P_t^T = (0.21 \log_e T + 0.52)(0.54 t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10}$$

Dónde:

t = duración en minutos

T = periodo de retorno en años

P_t^T = precipitación caída en t minutos con periodo de retorno de T años

P_{60}^{10} = precipitación caída en 60 minutos con periodo de retorno de 10 años

El valor de P_{60}^{10} , puede ser calculado a partir del modelo de Yance Tueros, que estima la intensidad máxima horaria a partir de la precipitación máxima en 24 horas.

$$I = aP_{24}^b$$

I = intensidad máxima en mm/h

a, b = parámetros del modelo; 0.4602, 0.876, respectivamente.

P_{24} = precipitación máxima en 24 horas

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{K T^m}{t^n}$$

Dónde:

I = Intensidad máxima (mm/min)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior se obtiene:

$$\text{Log (I)} = \text{Log (K)} + m \text{Log (T)} - n \text{Log (t)}$$

$$\text{O bien: } Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$$

Dónde:

$$Y = \text{Log (I)}, \quad a_0 = \text{Log K}$$

$$X_1 = \text{Log (T)} \quad a_1 = m$$

$$X_2 = \text{Log (t)} \quad a_2 = -n$$

Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de las intensidades máximas calculadas anteriormente, mediante regresión múltiple.

Para la estación Huamachuco, las alturas de lluvia máxima para diferentes períodos de retorno, aplicando el Modelo de Bell, se muestran en el cuadro N°9. Las intensidades máximas calculadas para estas alturas de lluvias máximas y diferentes duraciones de lluvia, se muestran en el cuadro N°10. El procedimiento para calcular las curvas i-f-d se muestra en el cuadros N°11 y en la Figura N°2.

$$I = \frac{67.32T^{0.217}}{t^{0.527}}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Duración de la precipitación (minutos)

Cuadro N°9: Lluvias máximas (mm).- Estación Huamachuco

T años	P.Max 24 horas	Duración en minutos					
		5	10	15	20	30	60
200	64.9	6.6	9.9	12.2	13.9	16.5	21.7
100	60.7	6.1	9.1	11.1	12.6	15.0	19.7
50	56.4	5.5	8.2	10.0	11.4	13.6	17.8
25	52.1	4.9	7.3	8.9	10.2	12.1	15.9
10	46.3	4.1	6.1	7.5	8.5	10.1	13.2
5	41.7	3.5	5.2	6.4	7.3	8.7	11.4
3	38.0	3.1	4.6	5.6	6.4	7.6	10.0
2	34.8	2.7	4.1	5.0	5.7	6.7	8.8

Fuente: Elaboración del autor aplicando el Modelo de Bell

Cuadro N°10: Intensidades máximas (mm/hora).- Estación Huamachuco

T años	P.Max 24 horas	Duración en minutos					
		5	10	15	20	30	60
200	64.9	79.8	59.7	48.7	41.6	33.0	21.7
100	60.7	72.6	54.4	44.3	37.9	30.1	19.7
50	56.4	65.5	49.0	40.0	34.2	27.1	17.8
25	52.1	58.4	43.7	35.6	30.5	24.2	15.9
10	46.3	49.0	36.7	29.9	25.6	20.3	13.2
5	41.7	41.9	31.4	25.6	21.9	17.4	11.4
3	38.0	36.7	27.4	22.4	19.1	15.2	10.0
2	34.8	32.5	24.3	19.8	17.0	13.5	8.8

Fuente: Elaboración del autor

Resultado del Análisis de Regresión:

Constante	1.82816		Log K= 1.8282 K= 67.32 m= 0.217 n= 0.527 $I = \frac{67.32 T^{0.217}}{t^{0.527}}$ Donde: I= mm/h T= años t= minutos
Err. estándar de est. Y	0.0433857		
R cuadrada	0.96932253		
Núm. de observaciones	54		
Grado de libertad	51		
Coeficiente(s) X	0.21666927	-0.5267873	
Error estándar de coef.	0.0083246	0.01723679	

Fuente: Elaboración del autor

Cuadro N°11: Intensidades máximas.- Estación Huamachuco (mm/h)

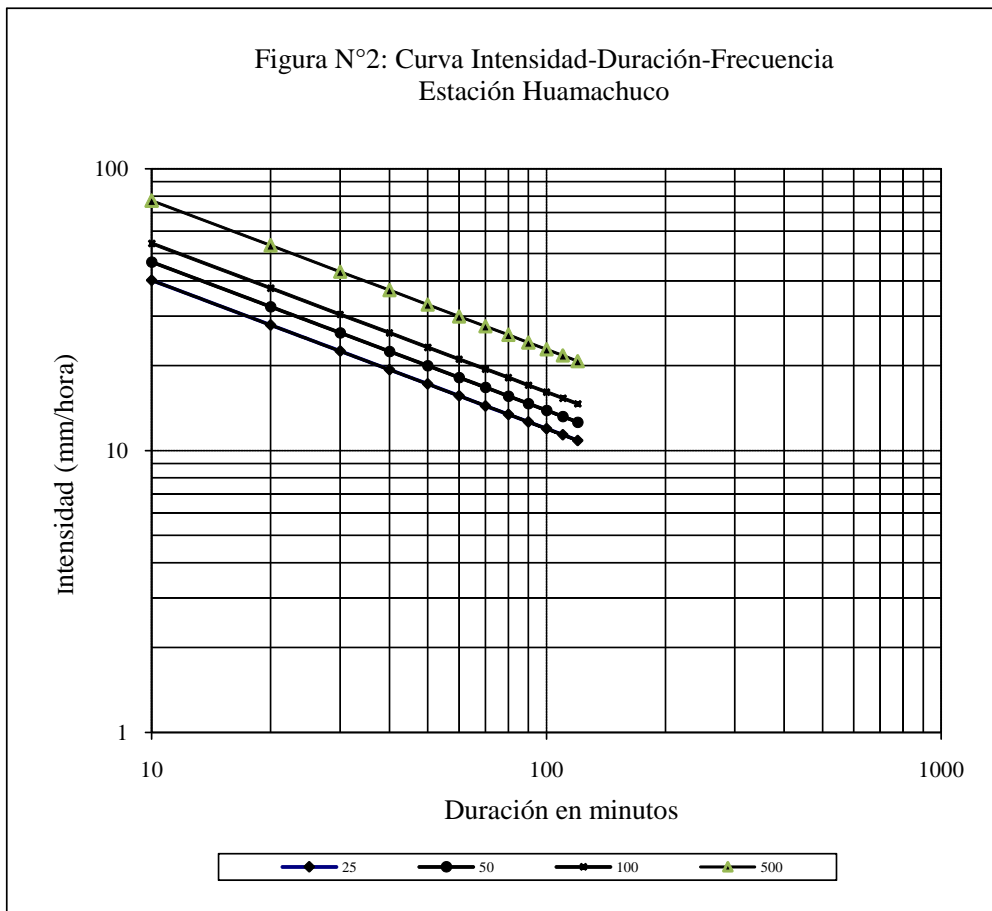
$$I = \frac{K T^m}{t^n}$$

$$K = 67.32$$

$$m = 0.217$$

$$n = 0.527$$

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años			
	25	50	100	500
10	40.20	46.72	54.29	76.94
20	27.90	32.43	37.68	53.40
30	22.54	26.19	30.43	43.13
40	19.37	22.51	26.15	37.07
50	17.22	20.01	23.25	32.96
60	15.64	18.18	21.12	29.94
70	14.42	16.76	19.48	27.60
80	13.44	15.62	18.15	25.73
90	12.63	14.68	17.06	24.18
100	11.95	13.89	16.14	22.87
110	11.37	13.21	15.35	21.75
120	10.86	12.62	14.66	20.78



2.5 Caudales Máximos

El periodo de diseño de todas las obras de drenaje que se considera son los siguientes:

Tipo de Obra	Periodo de retorno (años)	Vida útil (años)
Alcantarillas de alivio	25	20
Alcantarillas de paso	25	20
Cunetas	25	20
Puentes y Pontones	100	50
Socavación	500	

Como no se cuenta con datos de caudales, la descarga máxima ha sido estimada mediante dos metodologías, Método Racional recomendado en el

Manual para el Diseño de Caminos no Pavimentados de Bajo Volumen de Tránsito, para cuencas pequeñas, definiendo a éstas, como aquellas cuyo tiempo de concentración es menor a 6 horas. De acuerdo a este criterio, todas las cuencas del proyecto son pequeñas por cuanto tienen tiempos de concentración menores a 2 horas. El otro método corresponde al Hidrograma Unitario Triangular.

2.5.1 Método del Hidrograma Unitario Triangular

Mockus⁽¹⁾ desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular. De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto pico como:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_b}$$

Dónde:

A = área de la cuenca en km²

t_p = tiempo pico en horas

q_p = descarga pico en m³/s/mm.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo de pico t_p se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

Dónde: d_e es la duración en exceso y t_r el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c como:

$$t_r = 0.6 t_c$$

o bien con la ecuación:

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

Donde L es la longitud del cauce principal en m, S su pendiente en % y t_r el tiempo de retraso en horas

La duración en exceso con la que se tiene mayor caudal pico, a falta de mejores datos, se puede calcular aproximadamente como:

¹Mockus, Victor. Use of storm and watershed characteristics in syntetic unit hidrographanálisis and application. US. Soil Conservation Service, 1957.

$$de = 2\sqrt{Tc}$$

Para cuencas grandes o como $de = tc$ para cuencas pequeñas.

a. Altura de precipitación (P)

Cada una de las rectas de las curvas intensidad-duración-frecuencia (i-d-f) se interpreta como una curva masa de precipitación. Para un período de retorno de Tr y tomando en cuenta la duración d , se tiene la siguiente ecuación para la altura de precipitación.

Estación Huamachuco.

$$Tr.25 \text{ años } P_{25} = 2.26 d^{0.473}$$

$$Tr.100 \text{ años } P_{100} = 3.05 d^{0.473}$$

$$Tr. 500 \text{ años } P_{500} = 4.33 d^{0.473}$$

Dónde:

P = altura de lluvia para un período de retorno de Tr años y una duración d en minutos.

El caudal máximo se determina tomando en cuenta la precipitación efectiva P_e .

$$Q_{max} = q_p \times P_e$$

$$P = 3.05 t^{0.473}$$

Dónde:

P = altura de lluvia para un período de retorno de 100 años y una duración d

b. Caudales máximos (Qmax)

El caudal máximo se determina tomando en cuenta la precipitación efectiva P_e .

$$Q_{max} = q_p \times P_e$$

P_e puede ser calculada tomando en cuenta los números de escurrimiento propuesto por el U.S. SoilConservationService.

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32},$$

Donde N es el número de escurrimiento, P_e y P están en cm.

Aplicando el Método Triangular, se tienen las descargas descarga máximas, tal como se muestra en el cuadro N°12.

2.5.2 Método Racional

Este método es aplicado con buenos resultados en cuencas pequeñas. La descarga máxima instantánea es determinada sobre la base de la intensidad máxima de precipitación y según la relación:

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Dónde:

Q = Descarga pico en m³/seg.

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de precipitación en mm/hora.

A = Area de cuenca en Km².

El método asume que:

- La magnitud de una descarga originada por cualquier intensidad de precipitación alcanza su máximo cuando esta tiene un tiempo de duración igual o mayor que el tiempo de concentración.
- La frecuencia de ocurrencia de la descarga máxima es igual a la de la precipitación para el tiempo de concentración dado.
- La relación entre la descarga máxima y tamaño de la cuenca es para la misma que entre la duración e intensidad de la precipitación.
- El coeficiente de escorrentía es el mismo para todas las tormentas que se produzcan en una cuenca dada.

Para efectos de la aplicabilidad de ésta fórmula, el coeficiente de escorrentía "C" y la intensidad de la precipitación varía de acuerdo a las características geomorfológicas de la zona: topografía, naturaleza del suelo y vegetación de la cuenca.

Valores para la determinación del Coeficiente de Escorrentía

Condición	Valores			
	K ₁ =40	K ₁ =30	K ₁ =20	K ₁ =10
1. Relieve del terreno	Muy accidentado pendiente superior al 30%	Accidentado pendiente entre 10% y 30%	Ondulado pendiente entre 5% y 10%	Llano pendiente inferior al 5%
2. Permeabilidad del suelo	K ₂ =20	K ₂ =15	K ₂ =10	K ₂ =5
	Muy impermeable Roca sana	Bastante impermeable Arcilla	Permeable	Muy permeable
3. Vegetación	K ₃ =20	K ₃ =15	K ₃ =10	K ₃ =5
	Sin vegetación	Poca menos del 10% de la superficie	Bastante hasta el 50% de la superficie	Mucha hasta el 90% de la superficie
4. Capacidad de retención	K ₄ =20	K ₄ =15	K ₄ =10	K ₄ =5
	Ninguna	Poca	Bastante	Mucha

Fuente: Manual para el diseño de caminos no pavimentados de bajo volumen de tránsito, MTC.

Coeficiente de Escorrentía

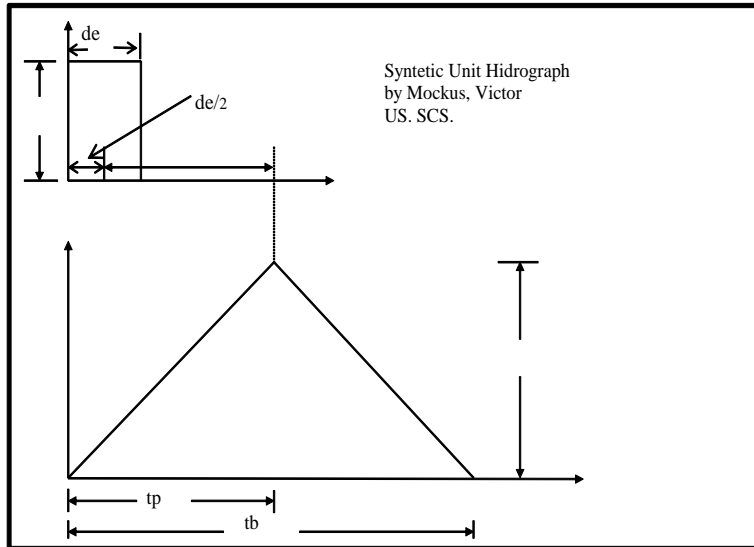
$K=K_1+K_2+K_3+K_4$	C
100	0.80
75	0.65
50	0.50
30	0.35
25	0.20

Fuente: Manual para el diseño de caminos no pavimentados de bajo volumen de tránsito, MTC.

En el Cuadro N°13 se muestran los caudales máximos estimados por este método. El Método Racional arroja valores muy grandes, mientras que el método del SCS, da resultados menores. Para la carretera Huamachuco-Pallar, se adopta un valor promedio, que se muestra en el Cuadro N°14.

Cuadro N°12: Caudales máximos.- Huamachuco-Pallar

Nombre	Estructura existente	Km.	Area A (km2)	Desnivel H (m.)	Longitud del cauce L (m.)	Pendiente S (m/m)	Tiempo de concentración tc (horas)	Tiempo (horas)			Caudal Unitario qp (m3/s/mm)	Número de curva N	Altura de lluvia P(mm)			Lluvia efectiva Pe(mm)			Caudal Máximo (m3/s)			
								retraso tr	pico tp	base tb			T=25	T=100	T=500	T=25	T=100	T=500	T=25	T=100	T=500	
1	Q. Colorado	Pontón de concreto con tablero de m	2+647.960	19.80	900	8600	0.105	1.88	1.13	2.06	5.50	2.00	90.00	21.11	28.49	40.43	5.47	10.22	19.20	10.94	20.44	38.40
2	s/n	Pontón de rollizos	4+860.000	1.80	400	1860	0.215	0.47	0.28	0.52	1.39	0.72	90.00	10.98	14.82	20.94	0.85	2.25	5.38	0.61	1.62	3.87
3	Q. Camish	Pontón en arco de mamposteria	6+030.000	14.60	550	6490	0.085	1.56	0.94	1.72	4.59	1.77	90.00	19.37	26.14	36.94	4.49	8.62	16.46	7.95	15.26	29.13
4	s/n	Mamposteria	11+130.000	1.04	275	2030	0.135	0.58	0.35	0.63	1.68	0.34	90.00	12.07	16.29	23.01	1.19	2.92	6.61	0.40	0.99	2.25
5	s/n	Pontón de rollizos	12+085.000	1.20	260	1770	0.147	0.50	0.30	0.55	1.47	0.45	90.00	11.31	15.27	21.56	0.95	2.45	5.74	0.43	1.10	2.58
6	s/n	Pontón de arco-rollizos	12+802.820	0.70	100	690	0.145	0.23	0.14	0.25	0.67	0.58	90.00	7.85	10.59	14.97	0.16	0.74	2.32	0.09	0.43	1.35
7	s/n	Alcantarilla Colapsada	15+105.000	0.50	450	1510	0.298	0.39	0.23	0.43	1.15	0.24	90.00	10.02	13.52	19.10	0.59	1.72	4.34	0.14	0.41	1.04
8	s/n	Ponón de Mamposteria	16+307.700	0.26	250	582	0.430	0.16	0.10	0.18	0.48	0.30	90.00	6.59	8.90	12.56	0.03	0.34	1.36	0.01	0.10	0.41
9	Potreriillo	Puente	17+762.043	10.50	550	3970	0.139	0.93	0.56	1.02	2.72	2.14	90.00	15.15	20.44	28.89	2.39	5.09	10.50	5.11	10.89	22.47
10	Potreriillo II	Alcantarilla Colapsada	17+980.000	0.45	450	1110	0.405	0.28	0.17	0.31	0.83	0.30	90.00	8.59	11.60	15.83	0.28	1.04	2.70	0.08	0.31	0.81
11	Anamuelle	Pontón de madera	19+363.000	0.41	200	485	0.412	0.13	0.08	0.15	0.40	0.57	90.00	6.07	8.19	11.58	0.01	0.21	1.03	0.01	0.12	0.59
12	Olichoco	Cauce Natural de 80.00 m	27+040.000	71.12	1,750	16680	0.105	3.15	1.89	3.47	9.26	4.26	92.00	26.97	36.40	51.41	11.39	18.92	31.97	48.52	80.60	136.19
13	Chusgón	Puente	28+323.454	599.36	2,000	35060	0.057	6.26	3.76	6.89	18.40	18.08	92.00	37.33	50.38	71.16	19.70	31.04	50.15	356.18	561.20	906.71



Cálculo de la lluvia efectiva Pe.-Método de los Números de Escurrimiento

US. Soil Conservation Service

Suelos textura tipo B

Estación Huamachuco

$$Pe = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

$$I = \frac{67.32 T^{0.217}}{t^{0.527}}$$

Para cuencas gra

$$t_p = \sqrt{t_c} + t_r$$

$$P = 2.26 t^{0.473} (mm)$$

Para T=25 años:

$$P = 3.05 t^{0.473} (mm)$$

Para T=100 años:

Para cuencas pequ

$$t_p = \frac{t_c}{2} + t_r$$

$$P = 4.33 t^{0.473} (mm)$$

Para T=500 años:

Cuadro N°13: Caudales máximos Método Racional.- Carretera Huamachuco-Pte.Pallar

K= 67.32

m= 0.22

n= 0.53

T= 25 años

T= 100 años

T= 500 años

$$I = \frac{KT^m}{t^n}$$

$$Q = \frac{CIA}{3.6}$$

Ubicación	Cuenca	Area A (Km2)	Desnivel H (m)	Longitud del cauce L(m)	Pendiente S (m/m)	Tiempo de concentración Tc		Intensidad mm/hora			Caudal Máximo (m3/s)			
						horas	minutos	T=25	T=100	T=500	T=25	T=100	T=500	
1	2+647.960	Q. Colorado	19.80	900	8600	0.105	1.88	112.60	11.23	15.16	21.49	30.88	41.70	59.09
2	4+860.000	s/n	1.80	400	1860	0.215	0.47	28.20	23.28	31.44	44.56	5.82	7.86	11.14
3	6+030.000	Q. Camish	14.60	550	6490	0.085	1.56	93.80	12.36	16.69	23.66	25.07	33.85	47.98
4	11+130.000	s/n	1.04	275	2030	0.135	0.58	34.60	20.91	28.23	40.01	3.02	4.08	5.78
5	12+085.000	s/n	1.20	260	1770	0.147	0.50	30.20	22.46	30.33	42.98	3.74	5.05	7.16
6	12+802.820	s/n	0.70	100	690	0.145	0.23	13.80	33.93	45.82	64.93	3.69	4.99	7.07
7	15+105.000	s/n	0.50	450	1510	0.298	0.39	23.40	25.69	34.69	49.16	2.00	2.70	3.82
8	16+307.700	s/n	0.26	250	582	0.430	0.16	9.60	41.08	55.47	78.61	1.84	2.48	3.52
9	17+762.043	Potrerillo	10.50	550	3970	0.139	0.93	55.80	16.25	21.95	31.10	26.55	35.85	50.80
10	17+980.000	Potrerillo II	0.45	450	1110	0.405	0.28	16.80	30.59	41.31	58.54	2.37	3.20	4.54
11	19+363.000	Anamuelle	0.41	200	485	0.412	0.13	8.00	45.22	61.06	86.53	3.19	4.31	6.11

Estimación del Coeficiente de escorrentía C

		K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	K	C
2+647.960	Q. Colorado	20	10	10	10	50	0.50
4+860.000	s/n	20	10	10	10	50	0.50
6+030.000	Q. Camish	20	10	10	10	50	0.50
11+130.000	s/n	20	10	10	10	50	0.50
12+085.000	s/n	20	10	10	10	50	0.50
12+802.820	s/n	30	10	10	10	60	0.56
15+105.000	s/n	30	10	10	10	60	0.56
16+307.700	s/n	40	10	10	10	70	0.62
17+762.043	Potrerillo	30	10	10	10	60	0.56
17+980.000	Potrerillo II	40	10	10	10	70	0.62
19+363.000	Anamuelle	40	10	10	10	70	0.62

Cuadro N°14: Estimación del Caudal máximo.-Carretera Huamachuco-Pte.Pallar

Ubicación	Cuenca	Caudal Máximo (m ³ /s)									
		SCS			Racional			Promedio			
		T=25	T=100	T=500	T=25	T=100	T=500	T=25	T=100	T=500	
1	2+647.960	Q. Colorado	10.94	20.44	38.40	30.88	41.70	59.09	20.91	31.07	48.75
2	4+860.000	s/n	0.61	1.62	3.87	5.82	7.86	11.14	3.22	4.74	7.51
3	6+030.000	Q. Camish	7.95	15.26	29.13	25.07	33.85	47.98	16.51	24.55	38.55
4	11+130.000	s/n	0.40	0.99	2.25	3.02	4.08	5.78	1.71	2.54	4.01
5	12+085.000	s/n	0.43	1.10	2.58	3.74	5.05	7.16	2.09	3.08	4.87
6	12+802.820	s/n	0.09	0.43	1.35	3.69	4.99	7.07	1.89	2.71	4.21
7	15+105.000	s/n	0.14	0.41	1.04	2.00	2.70	3.82	1.07	1.56	2.43
8	16+307.700	s/n	0.01	0.10	0.41	1.84	2.48	3.52	0.92	1.29	1.96
9	17+762.043	Potreriillo	5.11	10.89	22.47	26.55	35.85	50.80	15.83	23.37	36.64
10	17+980.000	Potreriillo II	0.08	0.31	0.81	2.37	3.20	4.54	1.23	1.76	2.67
11	19+363.000	Anamuella	0.01	0.12	0.59	3.19	4.31	6.11	1.60	2.22	3.35
12	27+040.000	Olichoco	48.52	80.60	136.19				48.52	80.60	136.19
13	28+323.454	Chusgón	356.18	561.20	906.71				356.18	561.20	906.71

ANEXO IV

SOCAVACIÓN

PROYECTO PUENTE CARROZABLE OLIHOCO

SOCAVACION :

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

- El caudal
- Tamaño y conformación del material del cauce
- Cantidad de transporte de sólidos

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE:

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad, a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Para la determinación de la socavación general se empleara el criterio de Lischtván - Levediev :

Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo esta dado por las siguientes expresiones:

$$V_e = 0.60 g_d^{1.18} b H_s; \text{ m/seg} \quad \text{suelos cohesivos}$$

$$V_c = 0.68 b d_m^{0.28}; \text{ m/seg} \quad \text{suelos no cohesivos}$$

En donde:

V_e = velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/seg.

g_d = peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del agua (Ton/m³)

b = coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia. Ver tabla N° 3

x = es un exponente variable que esta en función del peso volumétrico g_s del material seco (Ton/m³)

H_s = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar al material (m)

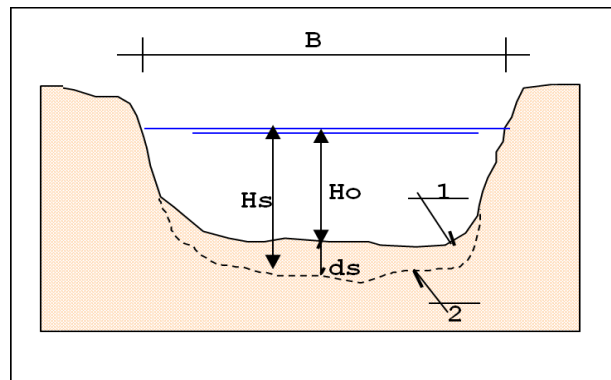
d_m = es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

$$d_m = 0.01 S \text{ di } p_i$$

en el cual

di = diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza

pi = peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser iguales entre si.



(1) - Perfil antes de la erosión.

(2) - Perfil después de la erosión

Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos:

Suelos cohesivos:

$$H_s = \left[\frac{a H_o^{5/3}}{0.60b g_d^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left[\frac{a H_o^{5/3}}{0.68b d_m^{0.28}} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

$$a = Q_d / (H_m^{5/3} B_e m)$$

Q_d = caudal de diseño (m³/seg)

B_e = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1

H_m = profundidad media de la sección = Area / B_e

x = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la tabla N° 2

d_m = diámetro medio (mm)

TABLA N° 1
COEFICIENTE DE CONTRACCION, m

Velocidad media en l sección, en m / seg	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1,00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1,50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2,00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2,50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3,00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3,50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

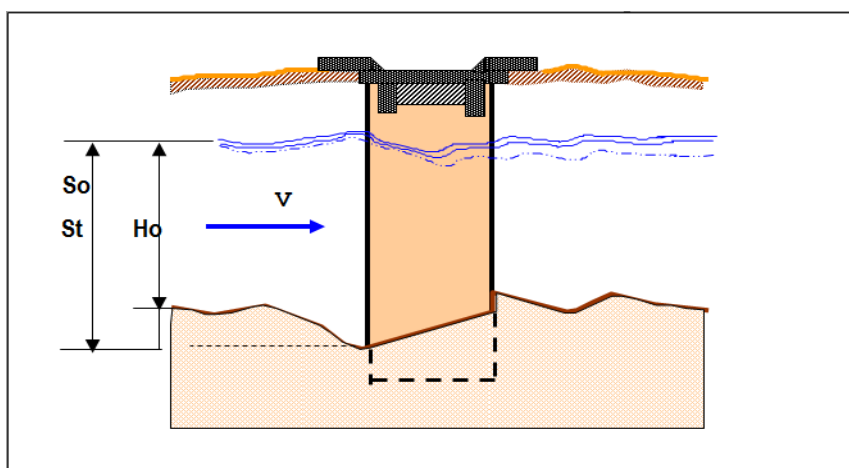
TABLA N° 2
VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. ESPEC. gd (Tn/m3)	x	dm (mm)	x
0,80	0,52	0,05	0,43
0,83	0,51	0,15	0,42
0,86	0,50	0,50	0,41
0,88	0,49	1,00	0,40
0,90	0,48	1,50	0,39
0,93	0,47	2,50	0,38
0,96	0,46	4,00	0,37
0,98	0,45	6,00	0,36
1,00	0,44	8,00	0,35
1,04	0,43	10,00	0,34
1,08	0,42	15,00	0,33
1,12	0,41	20,00	0,32
1,16	0,40	25,00	0,31
1,20	0,39	40,00	0,30
1,24	0,38	60,00	0,29
1,28	0,37	90,00	0,28
1,34	0,36	140,00	0,27
1,40	0,35	190,00	0,26
1,46	0,34	250,00	0,25
1,52	0,33	310,00	0,24
1,58	0,32	370,00	0,23
1,64	0,31	450,00	0,22
1,71	0,30	570,00	0,21
1,80	0,29	750,00	0,20
1,89	0,28	1000,00	0,19
2,00	0,27		

**TABLA N° 3
VALORES DEL COEFICIENTE b**

Periodo de retorno (años)	Coefficiente b
2	0,82
5	0,86
10	0,90
20	0,94
50	0,97
100	1,00
500	1,05

SOCAVACION AL PIE DE LOS ESTRIBOS:



El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, esta dada por:

$$St = P_a P_q P_R H_o$$

en que

P_a = coeficiente que depende del ángulo a que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura siguiente; su valor se puede encontrar en la tabla N° 4

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y Q , es el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q puede encontrarse en la tabla N° 5

P_R = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla N° 6

H_0 = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

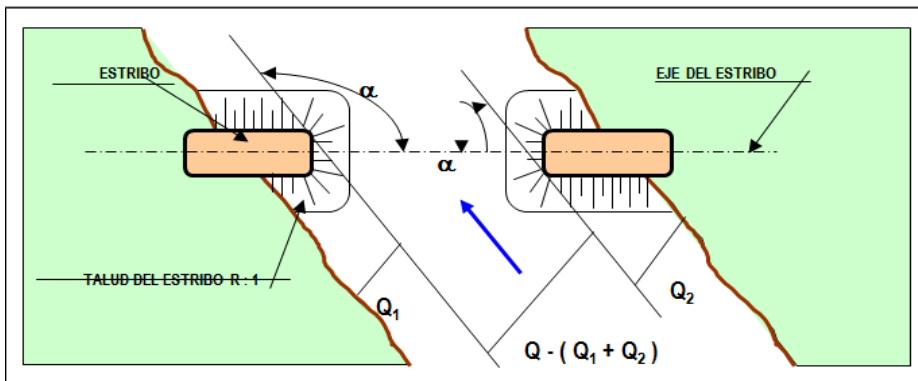


TABLA N° 4
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_a EN FUNCION DE a

a	30°	60°	90°	120°	150°
P_a	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

TABLA N° 5
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_q EN FUNCION DE Q_1/Q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

TABLA N° 6
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_R EN FUNCION DE R

TALUI	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
P_R	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

TIPO DE CAUCE **2** (ver cuadro adjunto)

CAUCE	TIPO
SUELO COHESIVO	1
SUELO NO COHESIVO	2

A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:

Hs = profundidad de socavación (m)

Qd = caudal de diseño

Be = ancho efectivo de la superficie de agua

Ho = tirante antes de la erosión

Vm = velocidad media en la sección

m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1

gd = peso específico del suelo del cauce

dm = diámetro medio

x = exponente variable. Ver tabla N° 2

Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño

b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de

A = área de la sección hidráulica

Hm = profundidad media de la sección

a =

80,60	m3/seg
80,00	m
1,24	m
3,07	m/seg
0,98	
1,84	Tn/m3
100,00	mm
0,280	
100,00	años
1,00	
26,27	m2
0,600	m
2,409	

Entonces,

$$Hs = 1,30 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$ds = 0,06 \text{ m}$$

Asumimos

ds = 0,50 m

B.- Cálculo de la socavación al pie de estribos:

1.- Estribo margen izquierda aguas abajo

St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

Q = caudal de diseño

Q1 = caudal que teóricamente pasaría por el estribo de la margen izquierda

Q1/Q =

0,33 m
80,60 m3/seg
26,87 m3/seg
0,33

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q . Ver tabla N° 5	3,29
α = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	90°
P_a = coeficiente que depende del ángulo α . Ver tabla N° 4	1,00
R = talud que tiene el estribo	0,11
P_R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° 6	0,98

Entonces,

$$St = 1,06 \text{ m}$$

d_s = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 0,73 \text{ m}$$

Por Criterio práctico;

Asumimos

$So = 0,75 \text{ m}$

2.- Estribo margen derecha aguas abajo

St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.	
H_o = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión	0,45 m
Q = caudal de diseño	80,60 m³/seg
Q_1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de l	26,87 m³/seg
$Q_1/Q =$	0,33
P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q . Ver tabla N° 5	3,29
α = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente	90°
P_a = coeficiente que depende del ángulo α . Ver tabla N° 4	1,00
R = talud que tiene el estribo	0,11
P_R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° 6	0,98

Entonces,

$$St = 1,45 \text{ m}$$

d_s = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 1,00 \text{ m}$$

Por Criterio práctico;

Asumimos

$So = 1,00 \text{ m}$

3.- Pilar del centro del puente

LAURSEN Y TOCH

Para estos autores, la socavación depende fundamentalmente de la relación de la profundidad del flujo y el ancho del pilar Y_n/b , del ángulo entre la dirección del flujo y el eje longitudinal del pilar o ángulo de incidencia α y, en segundo término de la forma del pilar. Al analizar este último factor, Laursen y Toch llegan a la conclusión de que, si bien las formas hidrodinámicas tienden a reducir la socavación, este efecto se pierde cuando los pilares no están alineados con la corriente, en particular si se aumenta la relación Y_n/b .

Al analizar la influencia de la velocidad media del flujo y del diámetro del sedimento los autores llegan a la conclusión de que ésta es inexistente, pues, al variar los valores de estos, se mantiene el equilibrio entre el suministro y la capacidad de extracción de sedimentos.

La profundidad de socavación para un pilar alineado con el flujo es calculada por:

$$Y_s = K_x K_s x b$$

Donde:

St = tirante incrementado al pie del pilar debido a la socavación en mts.

K = Coeficiente que depende de la relación Y_n/b .

1,55

K_s = Coeficiente que depende de la forma del pilar.

1,00

b = Ancho de pilar en metros.

1,10 m

Entonces,

$$St = 2,75 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 1,71 \text{ m}$$

Por Criterio práctico;

Asumimos

$So = 1,70 \text{ m}$

ANEXO V



Lugar de la extracción del material de muestra.

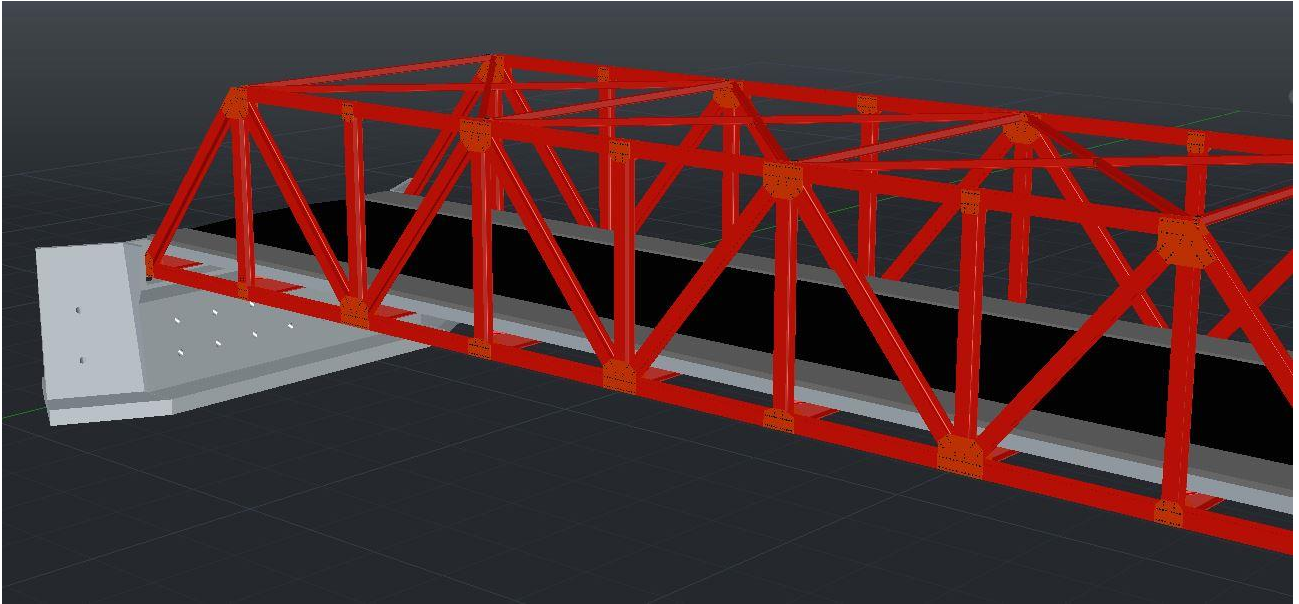


Muestras tomadas del lugar.

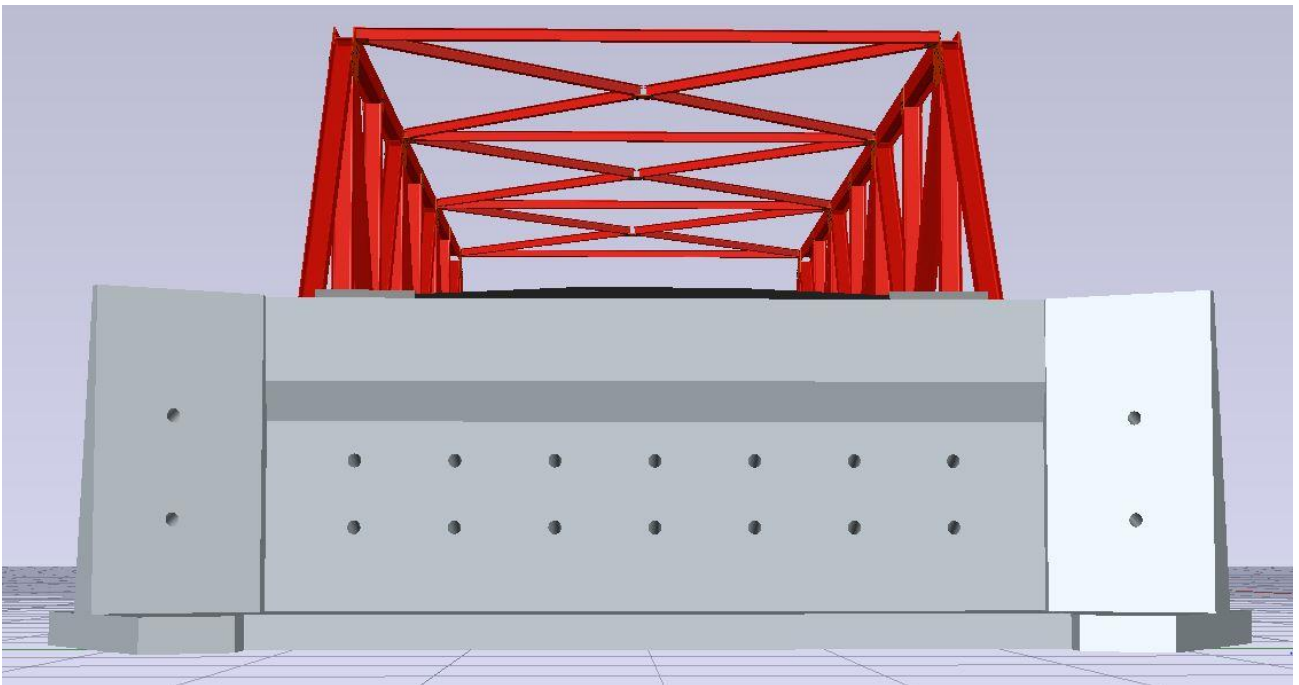


Perfil estratigráfico del Suelo.

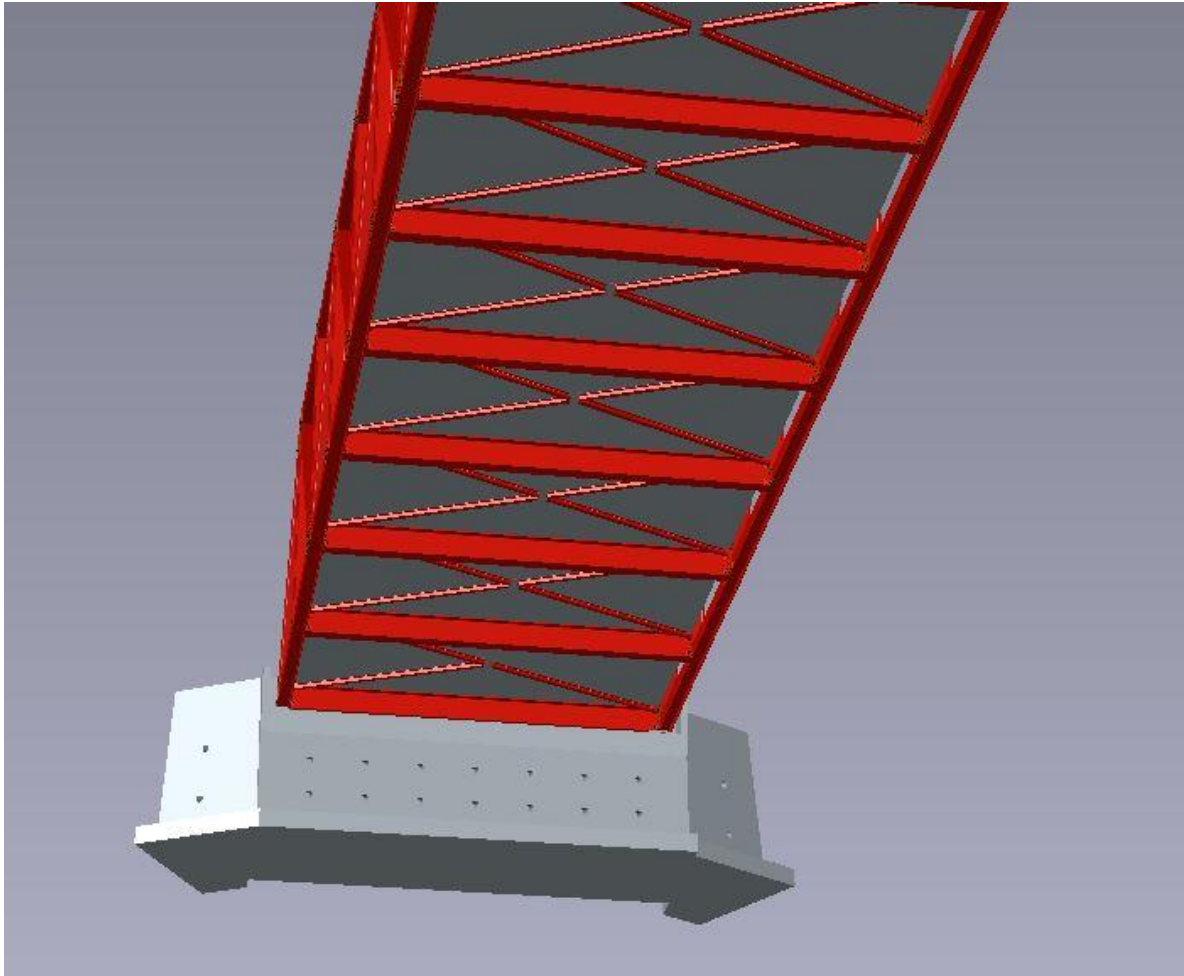
ANEXO VI



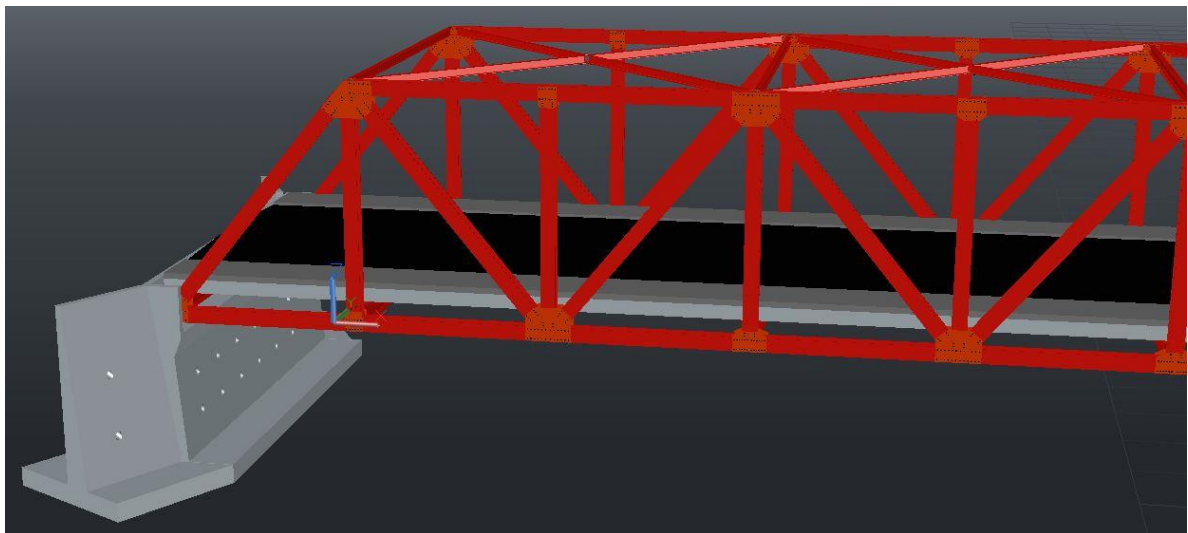
VISTA DE LA ARMADURA DEL PUENTE



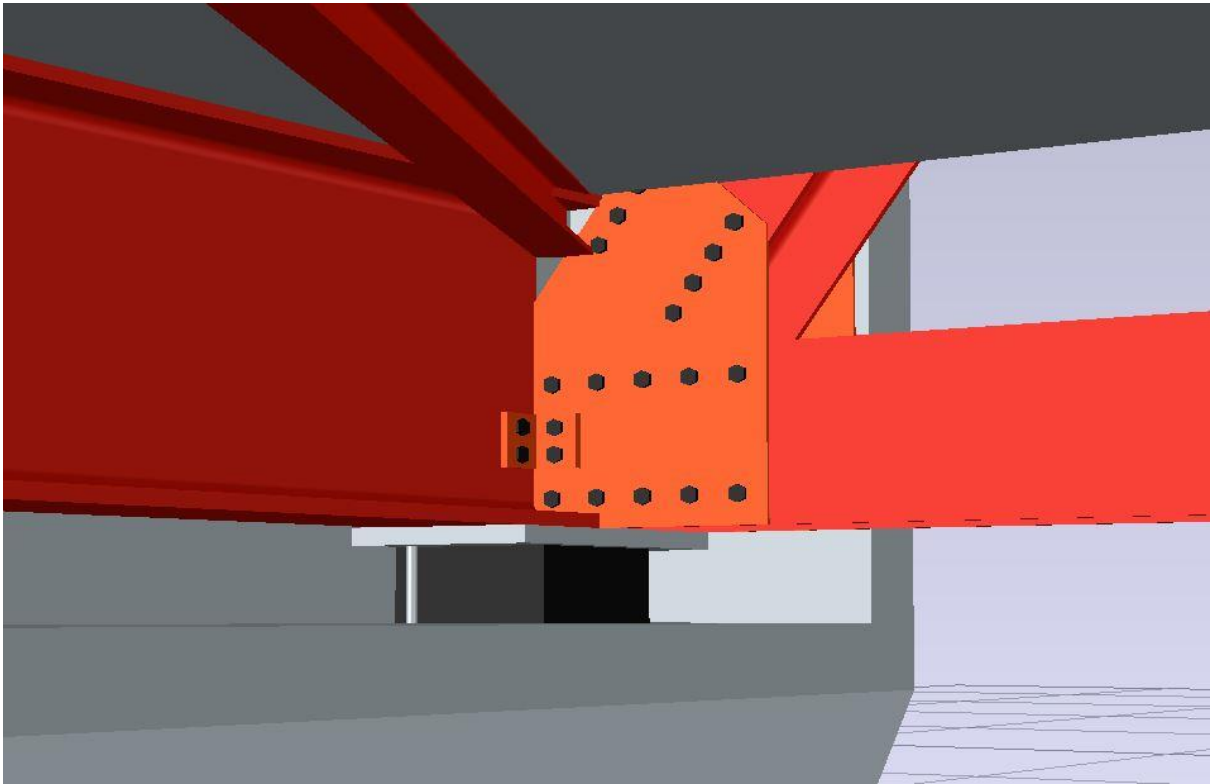
VISTA FRONTAL DEL PUENTE



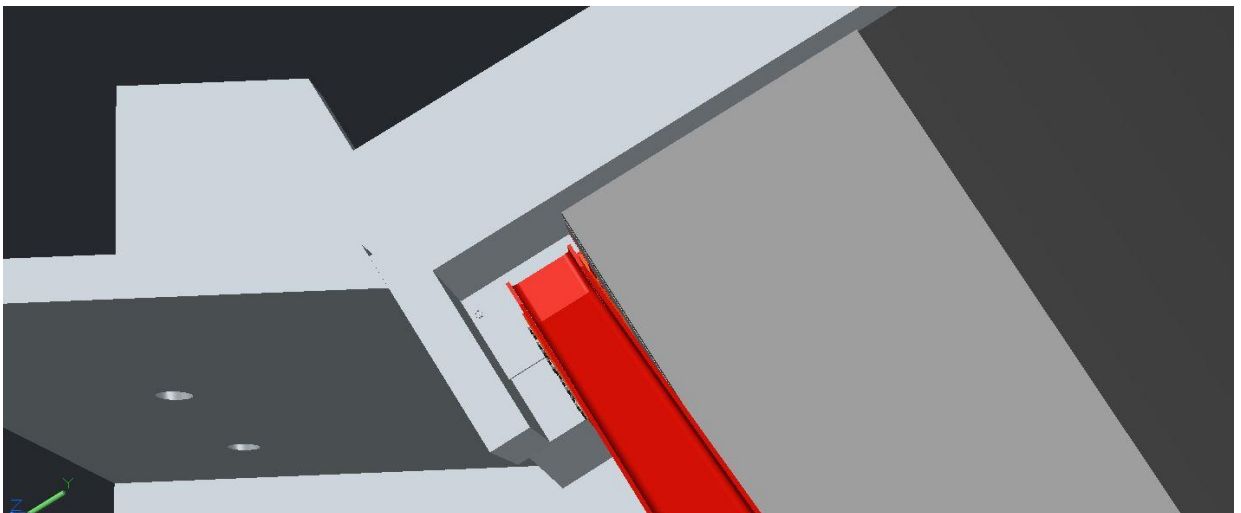
VISTA DE LA BASE DEL PUENTE



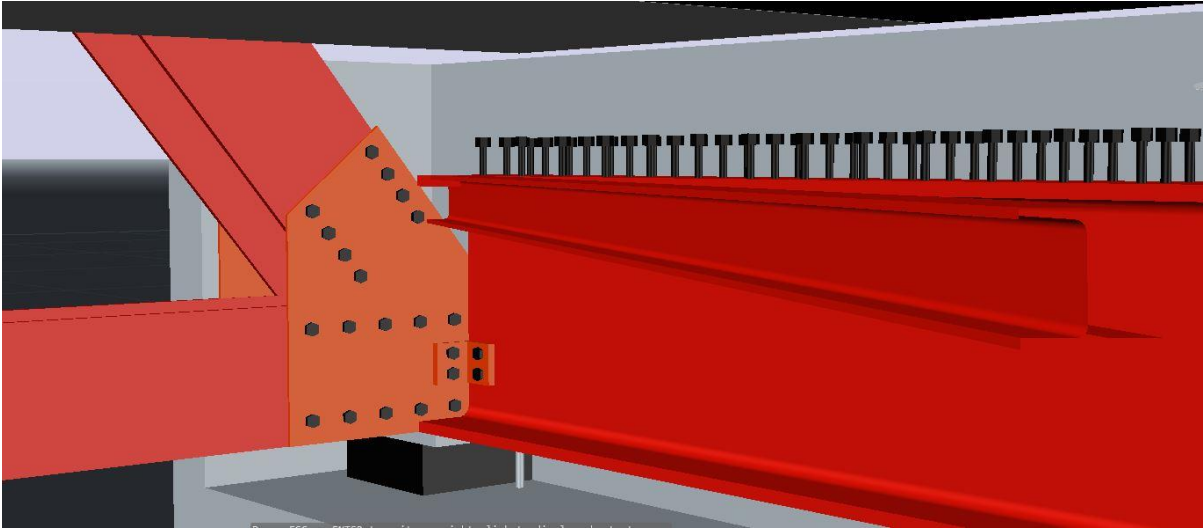
VISTA LATERAL DEL PUENTE



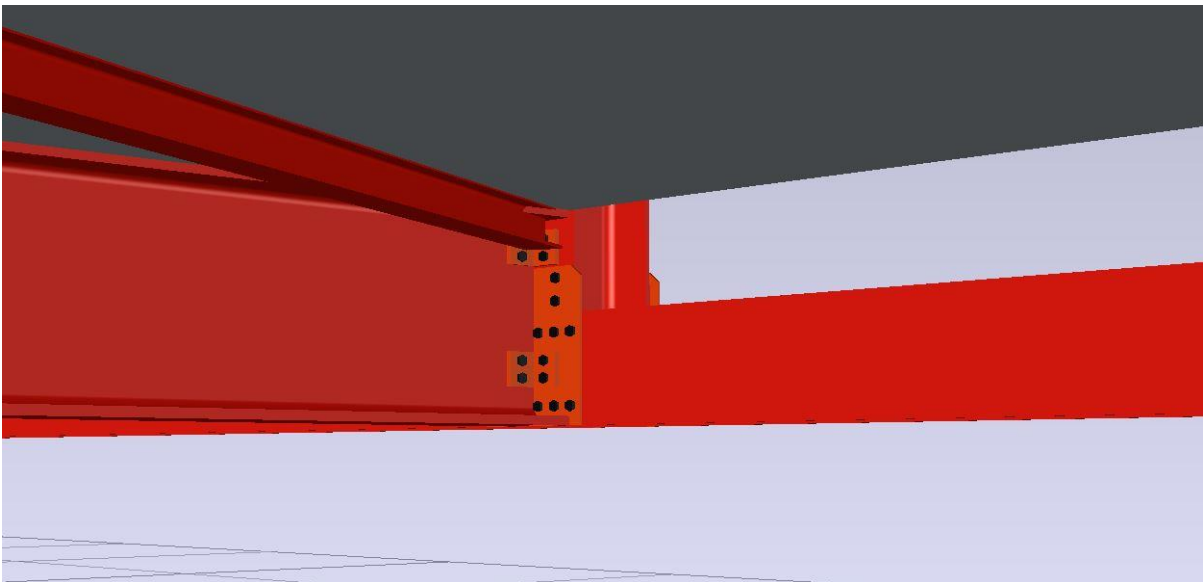
DETALLE DE CONEXIÓN DEL NUDO 25



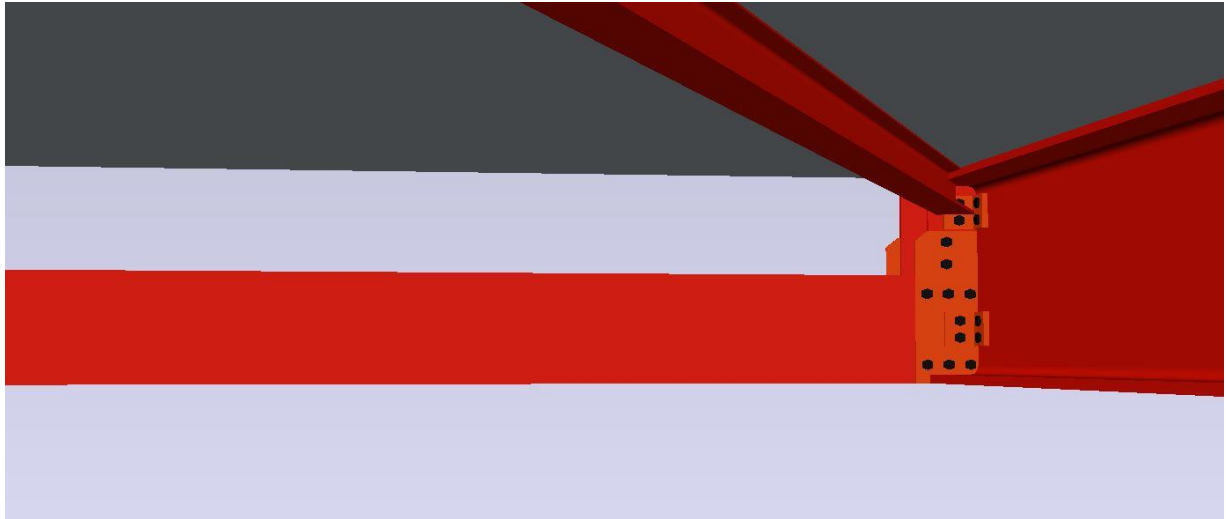
DETALLE SUPERIOR DEL NUDO 1



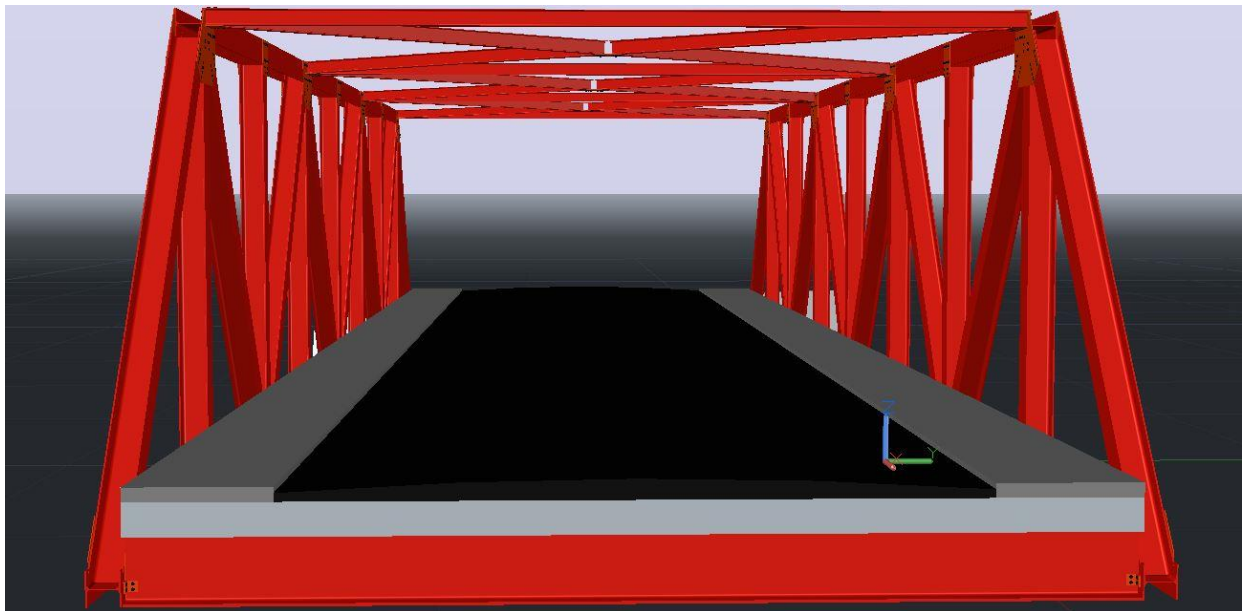
DETALLE DE CONEXIÓN DEL NODO 1



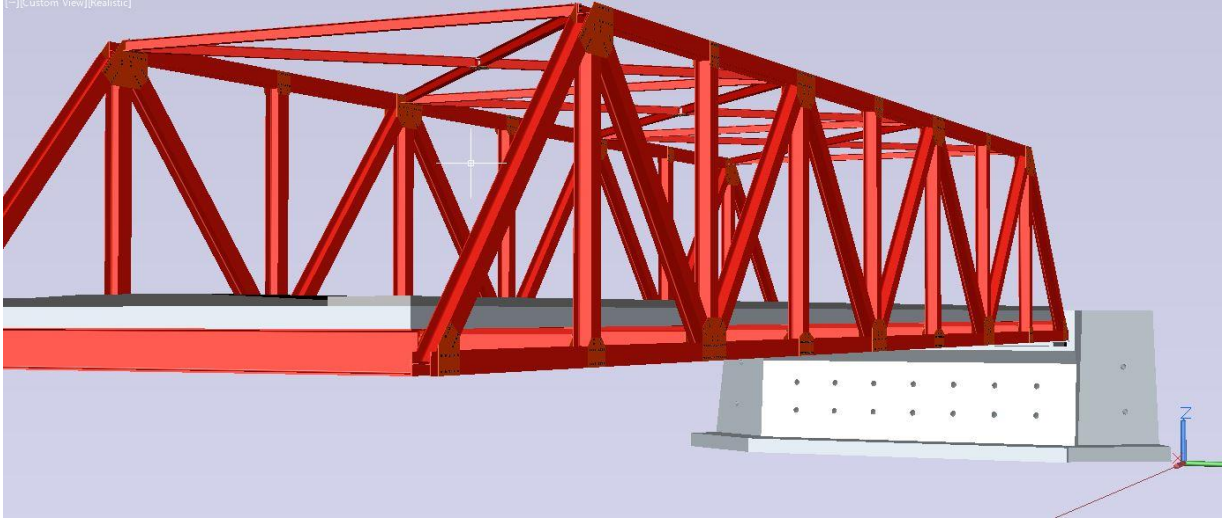
DETALLE DE CONEXIÓN DEL NODO 2 LADO DERECHO



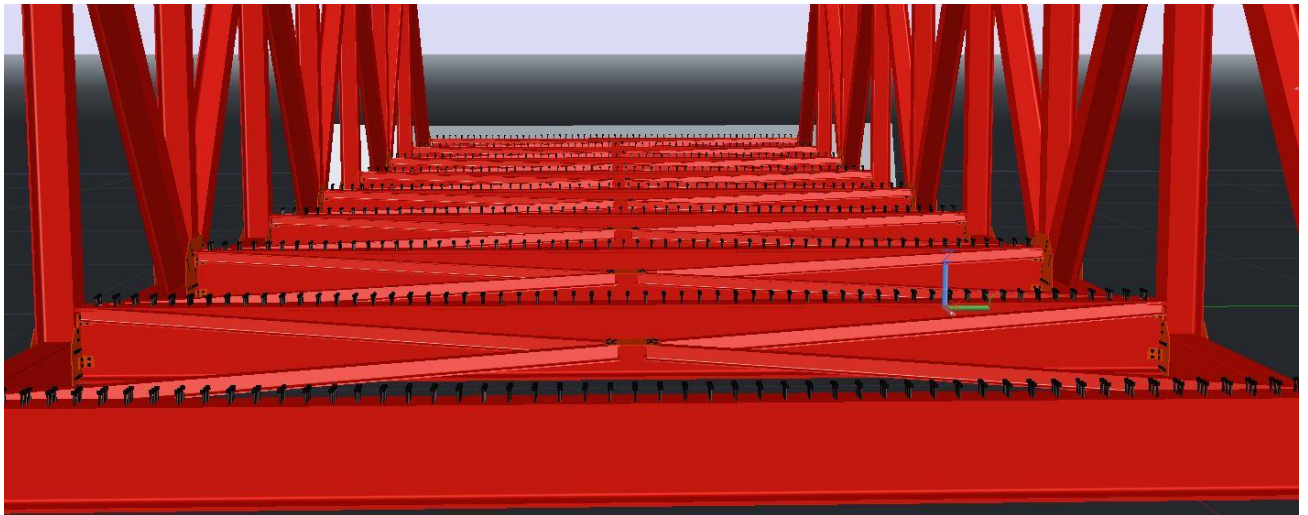
DETALLE DE CONEXIÓN DEL NODO 2 LADO IZQUIERDO



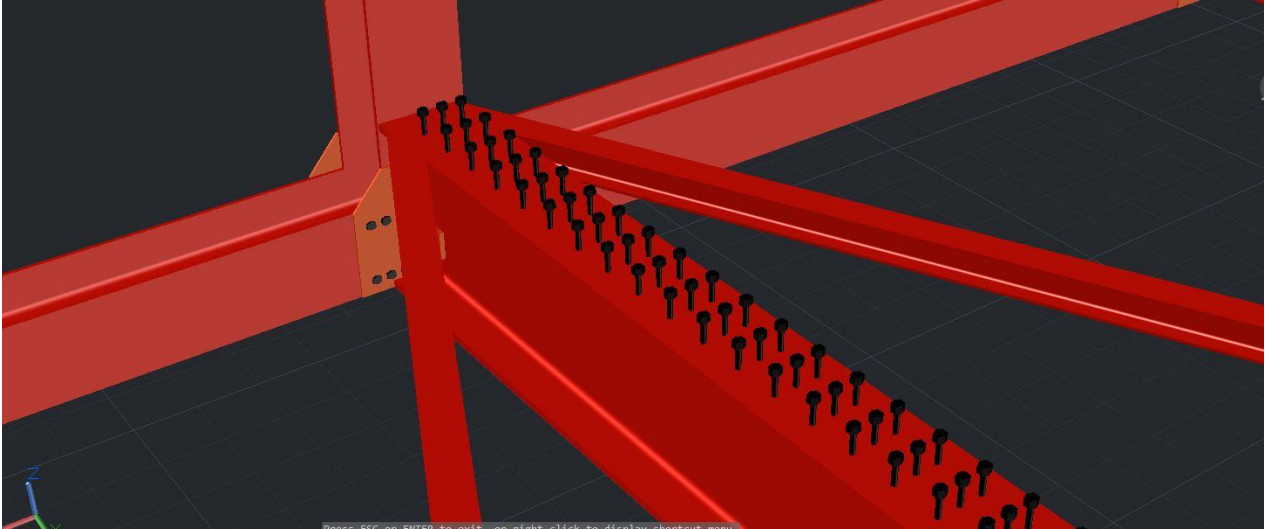
VISTA DE ENTRADA DEL PUENTE DE ARMADURA



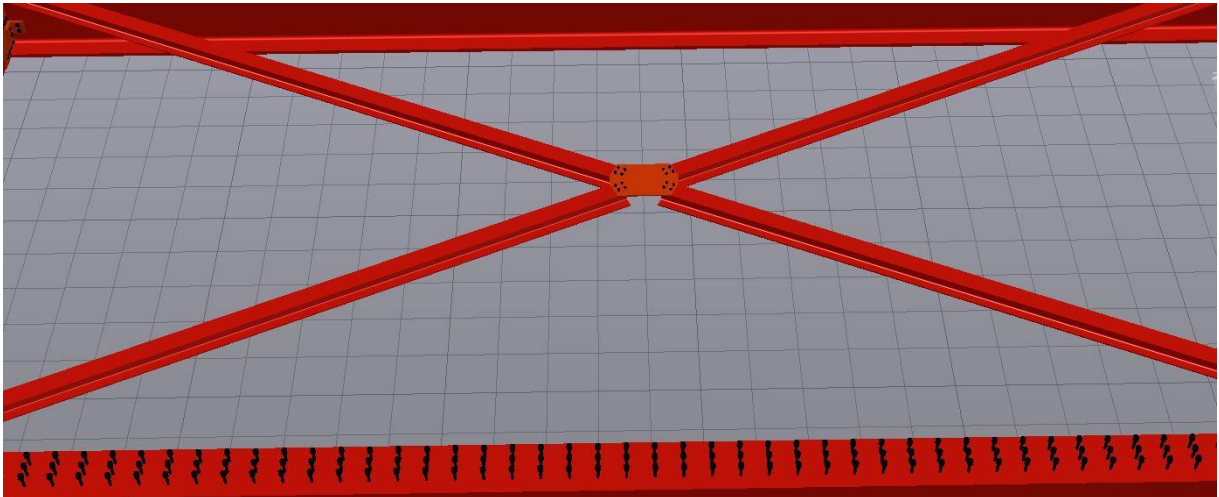
VISTA LATERAL DEL PUENTE DE ARMADURA



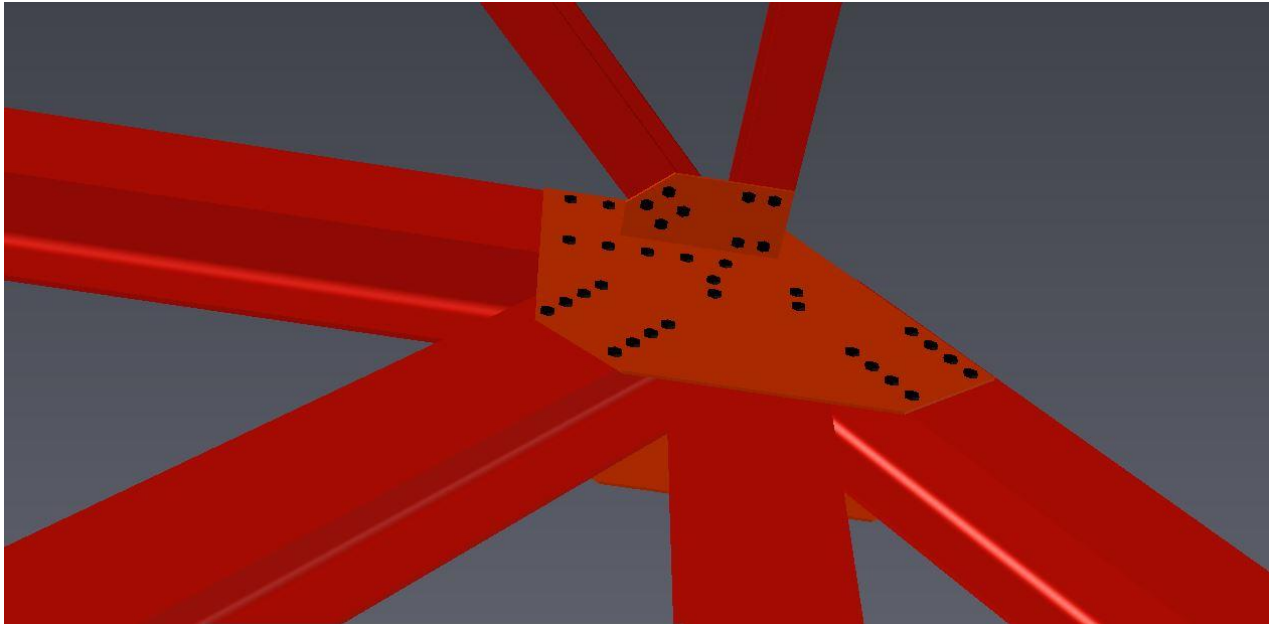
VIGA TRANSVERSAL CON CONECTORES DE CORTE



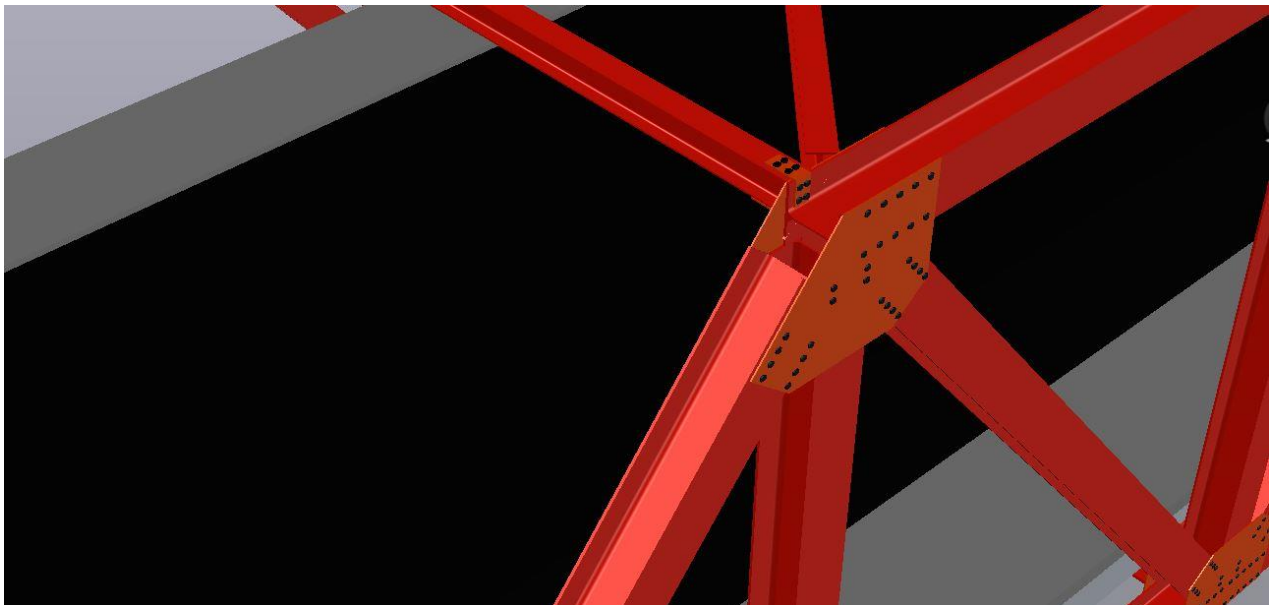
DETALLE DE VIGA TRANSVERSAL CON CONECTORES DE CORTE



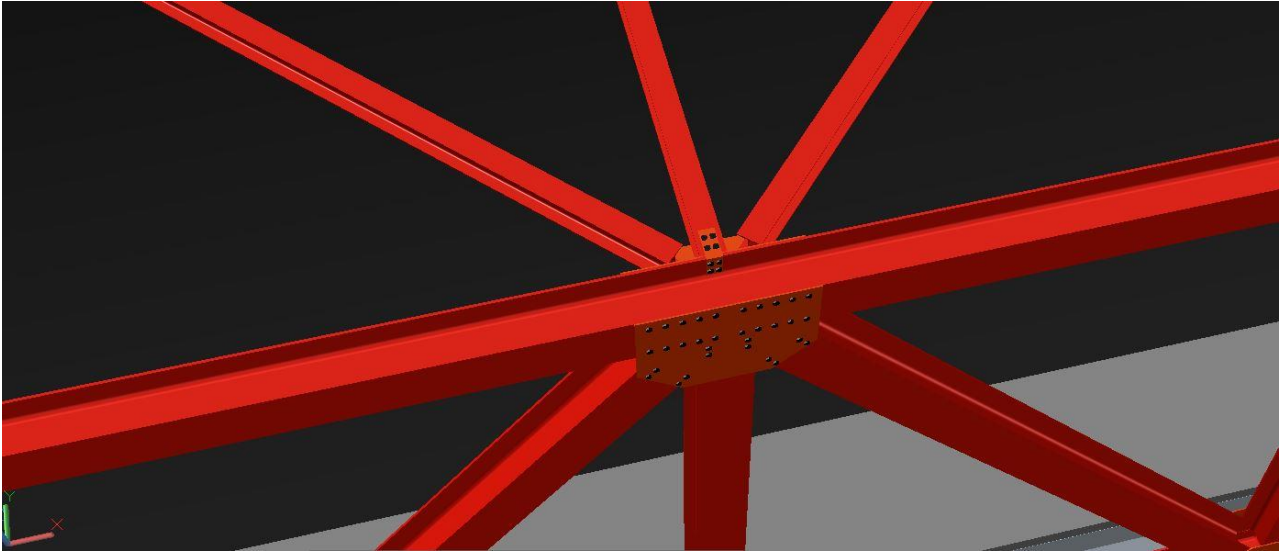
DETALLE DE CONEXIÓN DEL NODO 18 (ARRIOSTRE DE LA BASE)



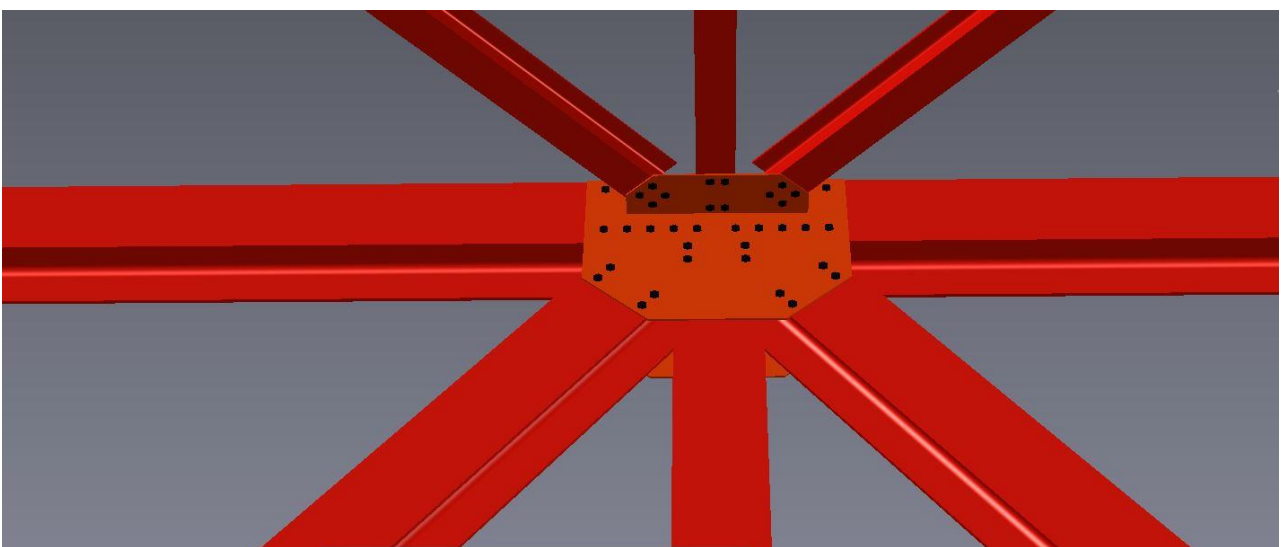
DETALLE DE CONEXIÓN DEL NODO 10 VISTA INFERIOR (ARRIOSTRE SUPERIOR)



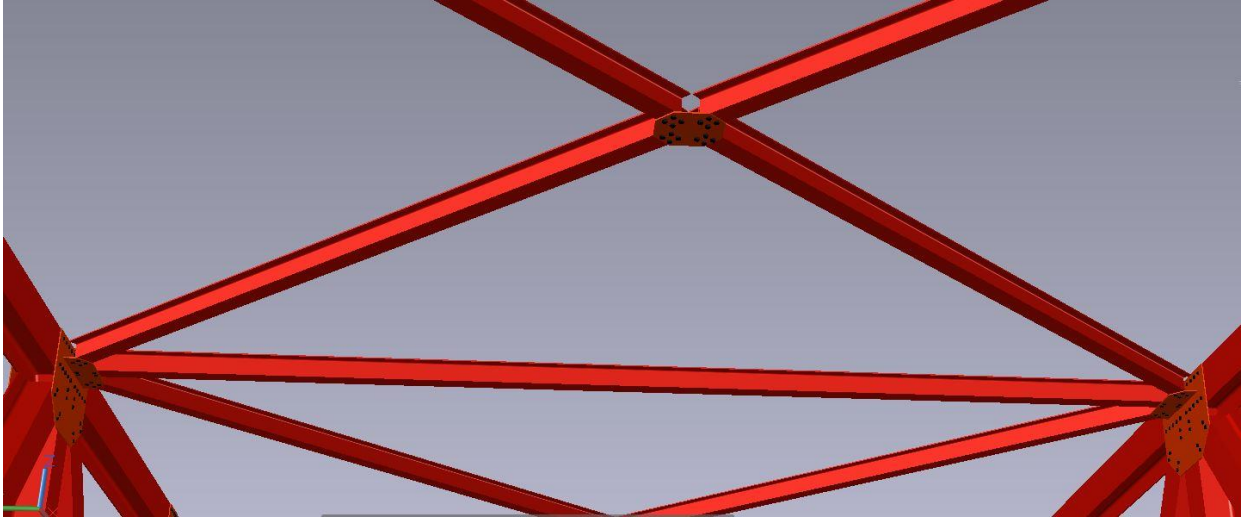
DETALLE DE CONEXIÓN DEL NODO 10 VISTA SUPERIOR (ARRIOSTRE SUPERIOR)



DETALLE DE CONEXIÓN DEL NODO 12 VISTA SUPERIOR (ARRIOSTRE SUPERIOR)



DETALLE DE CONEXIÓN DEL NODO 12 VISTA INFERIOR (ARRIOSTRE SUPERIOR)

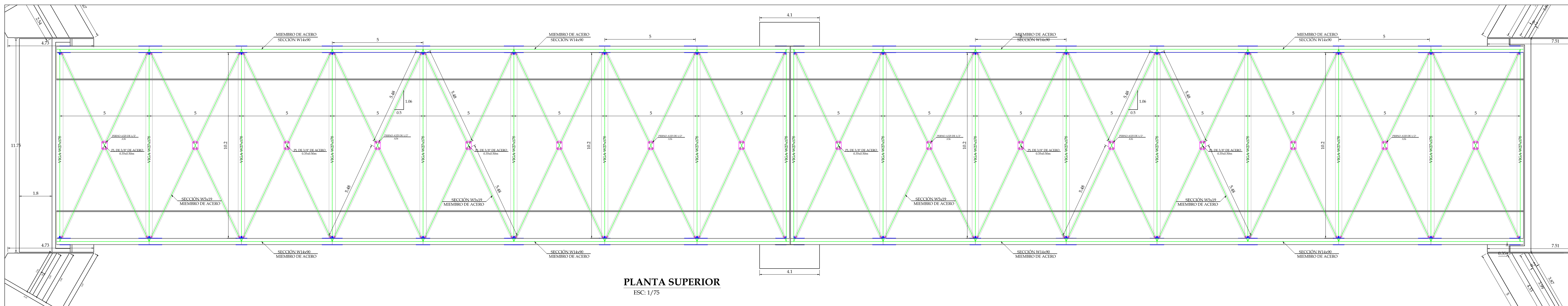


DETALLE DE CONEXIÓN DEL NODO 42 VISTA INFERIOR (ARRIOSTRE SUPERIOR)

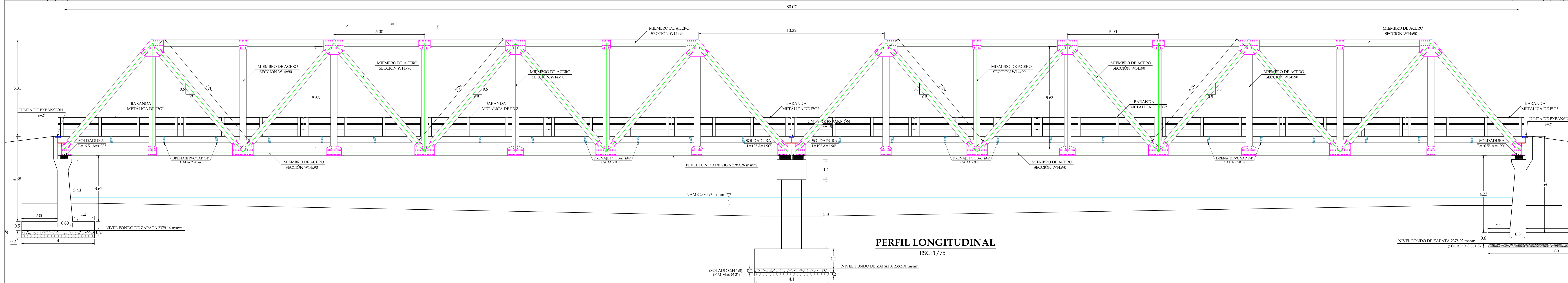


DETALLE DE NEOPRENO EN ESTRIBO

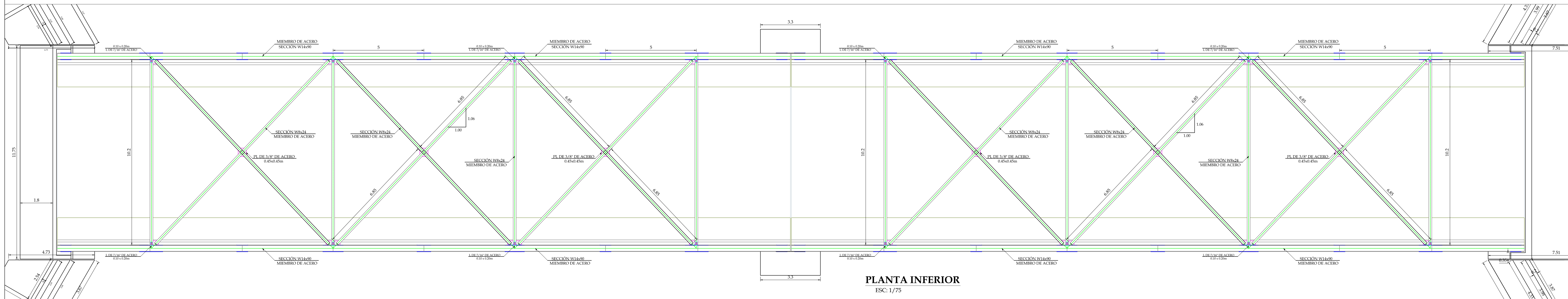
ANEXO VII



PLANTA SUPERIOR
ESC: 1/75



PERFIL LONGITUDINAL
ESC: 1/75



PLANTA INFERIOR
ESC: 1/75

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO: DISEÑO DE UN PUNTE SOBRE EL RIO OLICHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO: **PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL**

PLANO N°:

PP-01

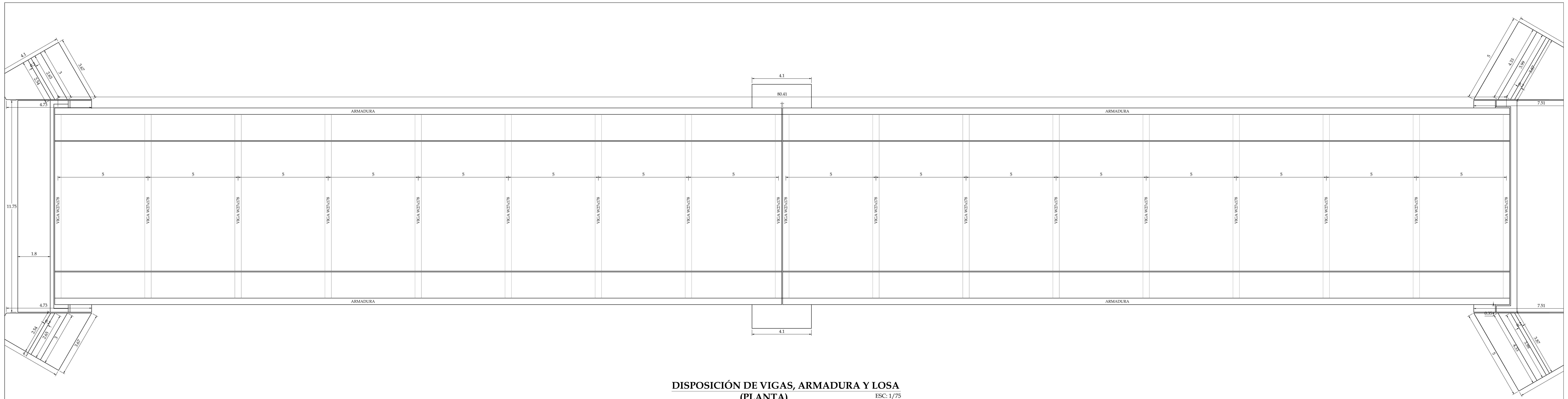
TESISTAS: BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

UBICACION: Anexo de Yanasara y Pallar

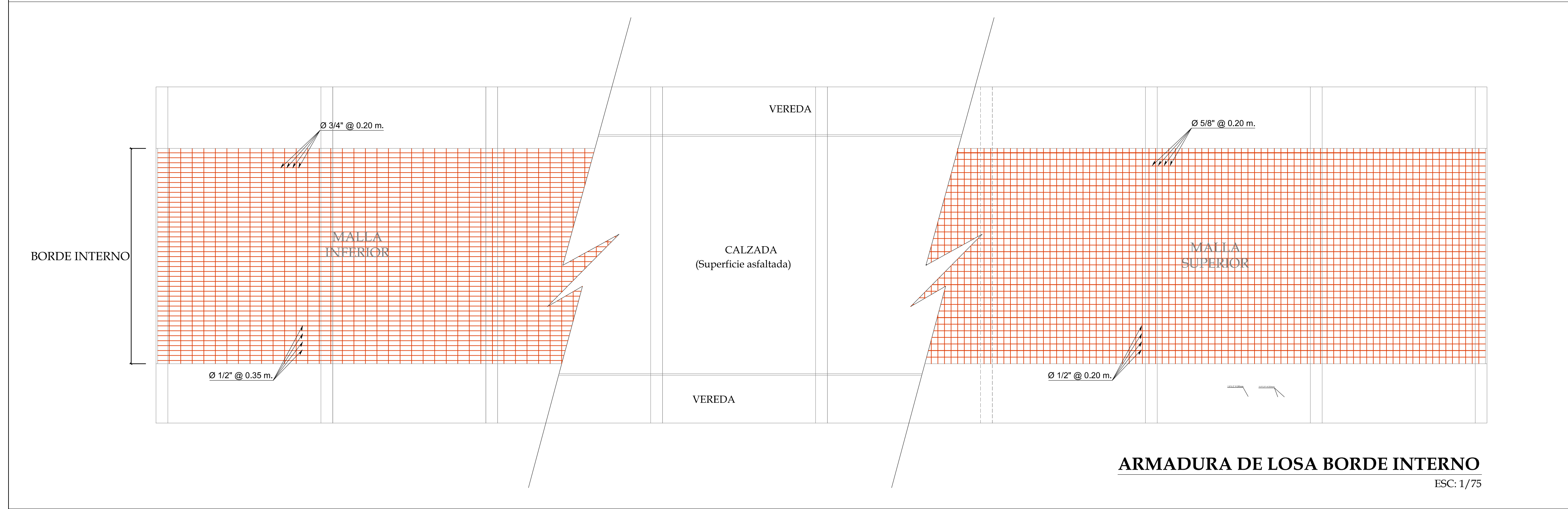
ASESOR: ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

DISTRITO: Curgos
PROVINCIA: Sánchez Carrión
DEPARTAMENTO: La Libertad

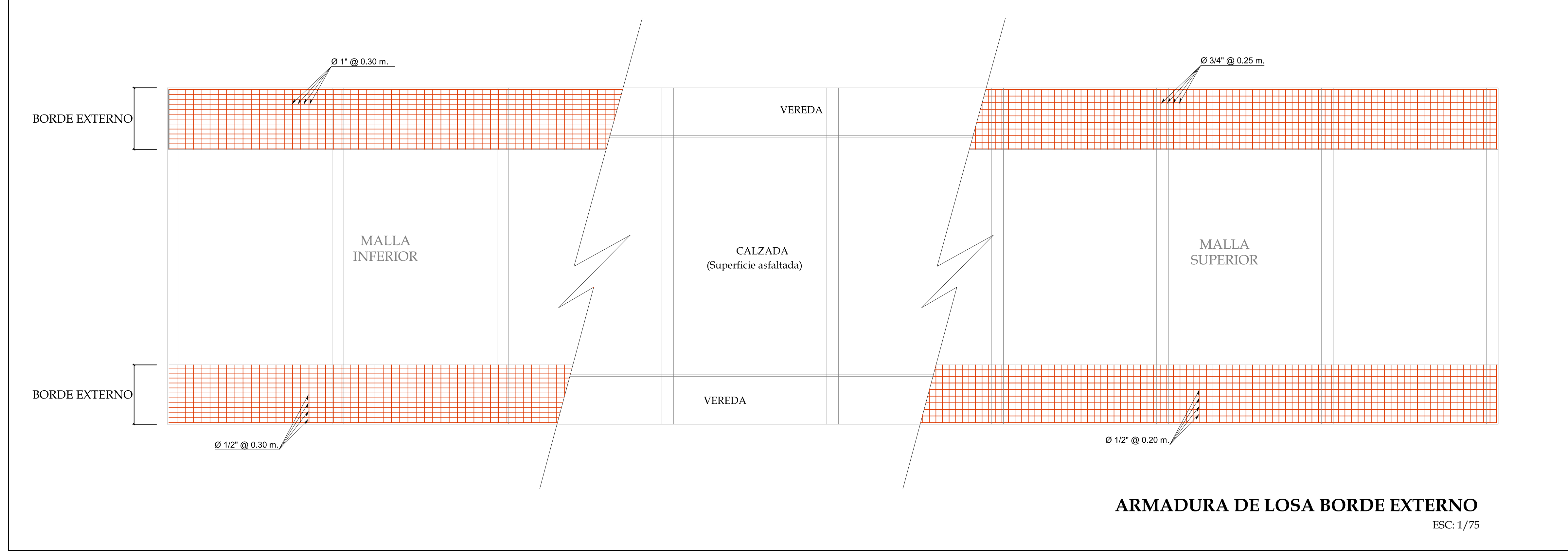
ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2015



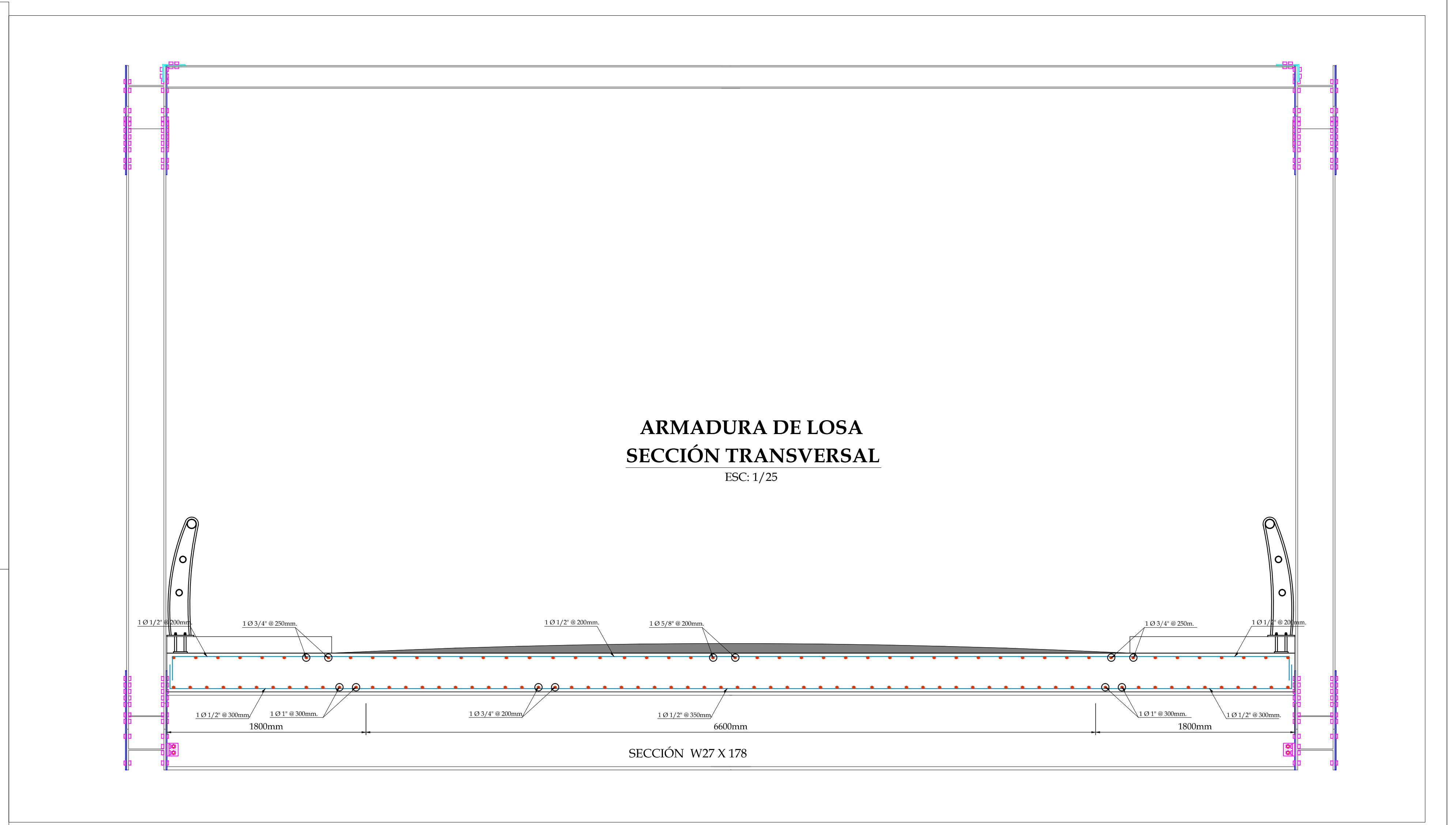
DISPOSICIÓN DE VIGAS, ARMADURA Y LOSA
(PLANTA) ESC: 1/75



ARMADURA DE LOSA BORDE INTERNO
ESC: 1/75



ARMADURA DE LOSA BORDE EXTERNO
ESC: 1/75

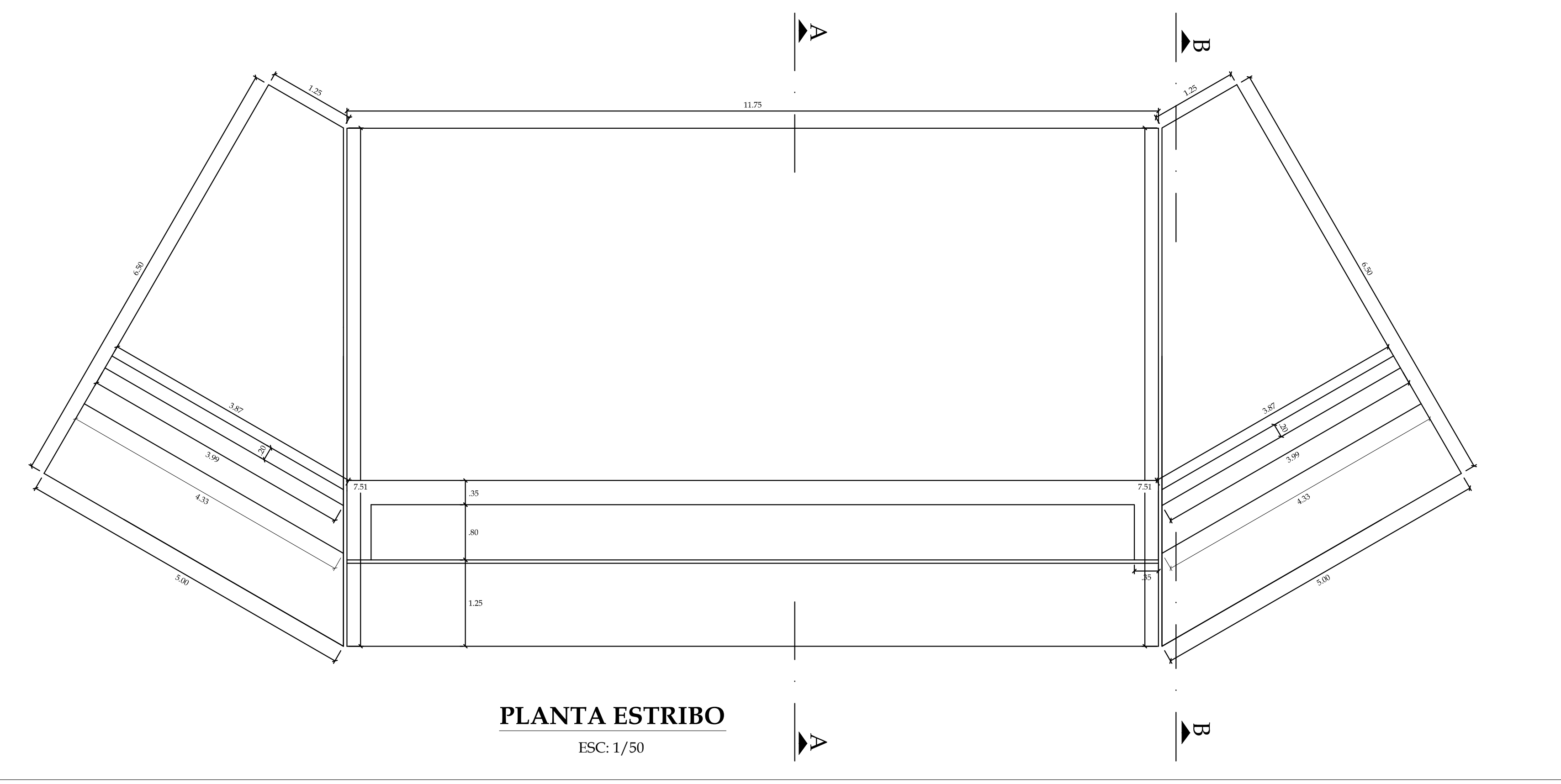
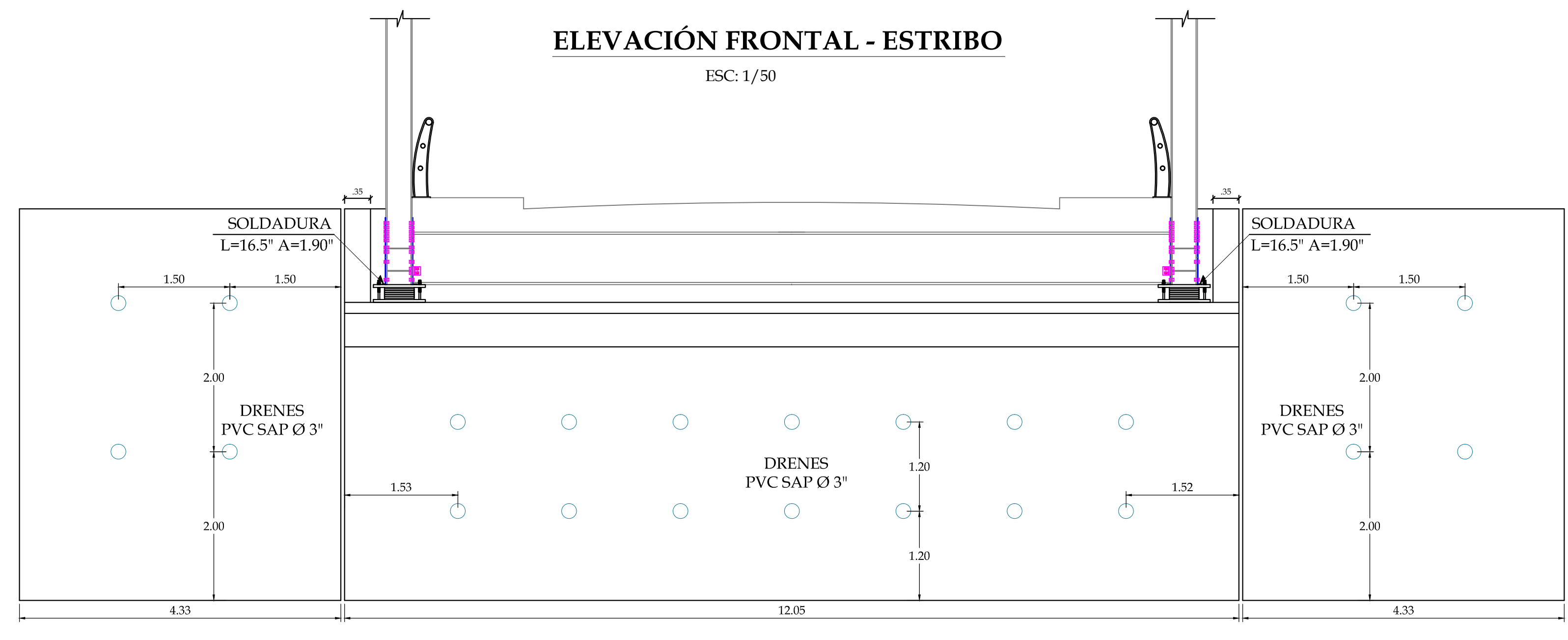


ARMADURA DE LOSA
SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC: 1/25

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO			
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLICHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD			
PLANO: SUPERESTRUCTURA LOSA - VIGAS - ARMADURA	PLANO N°: E-01		
TESISTAS: BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON	UBICACION: Anexo de Yanasara y Pallar		
ASESOR: ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY	DISTRITO: Curgos PROVINCIA: Sánchez Carrión DEPARTAMENTO: La Libertad	ESCALA: INDICADA	FECHA: NOVIEMBRE 2015

ELEVACIÓN FRONTAL - ESTRIBO

ESC: 1/50

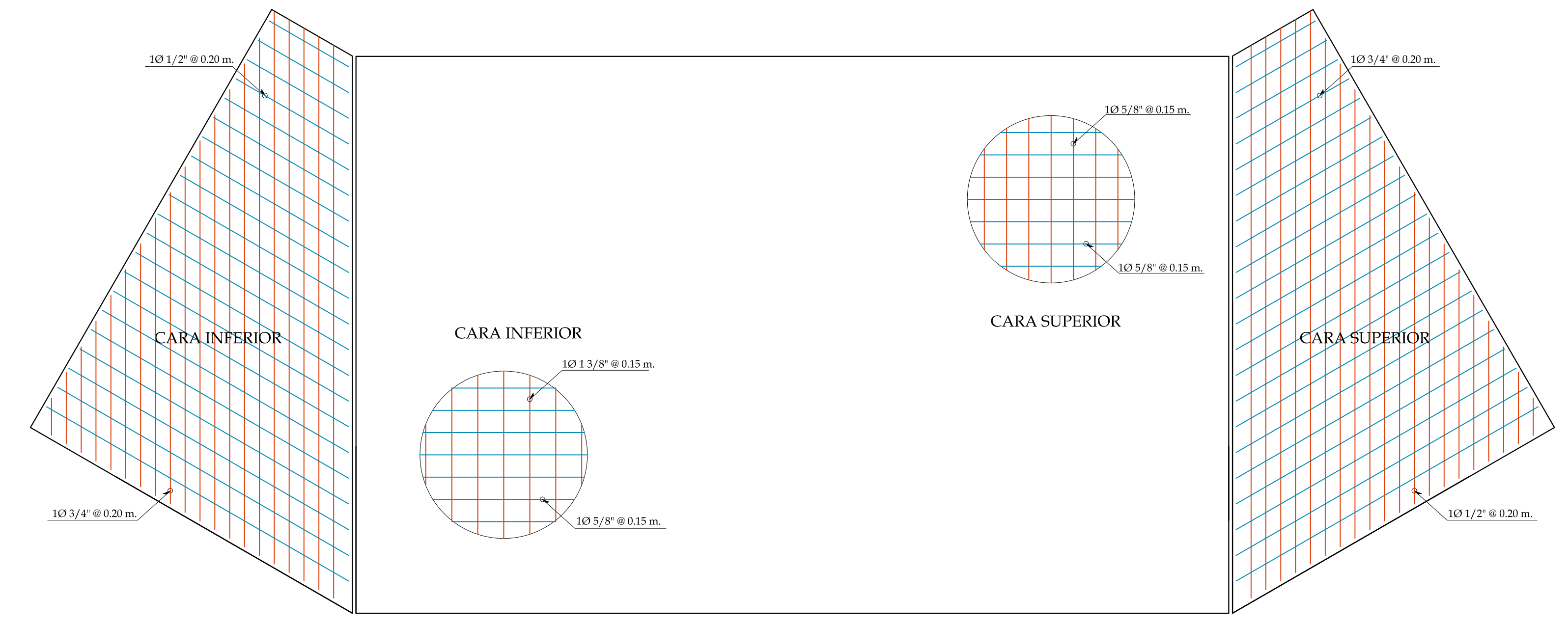
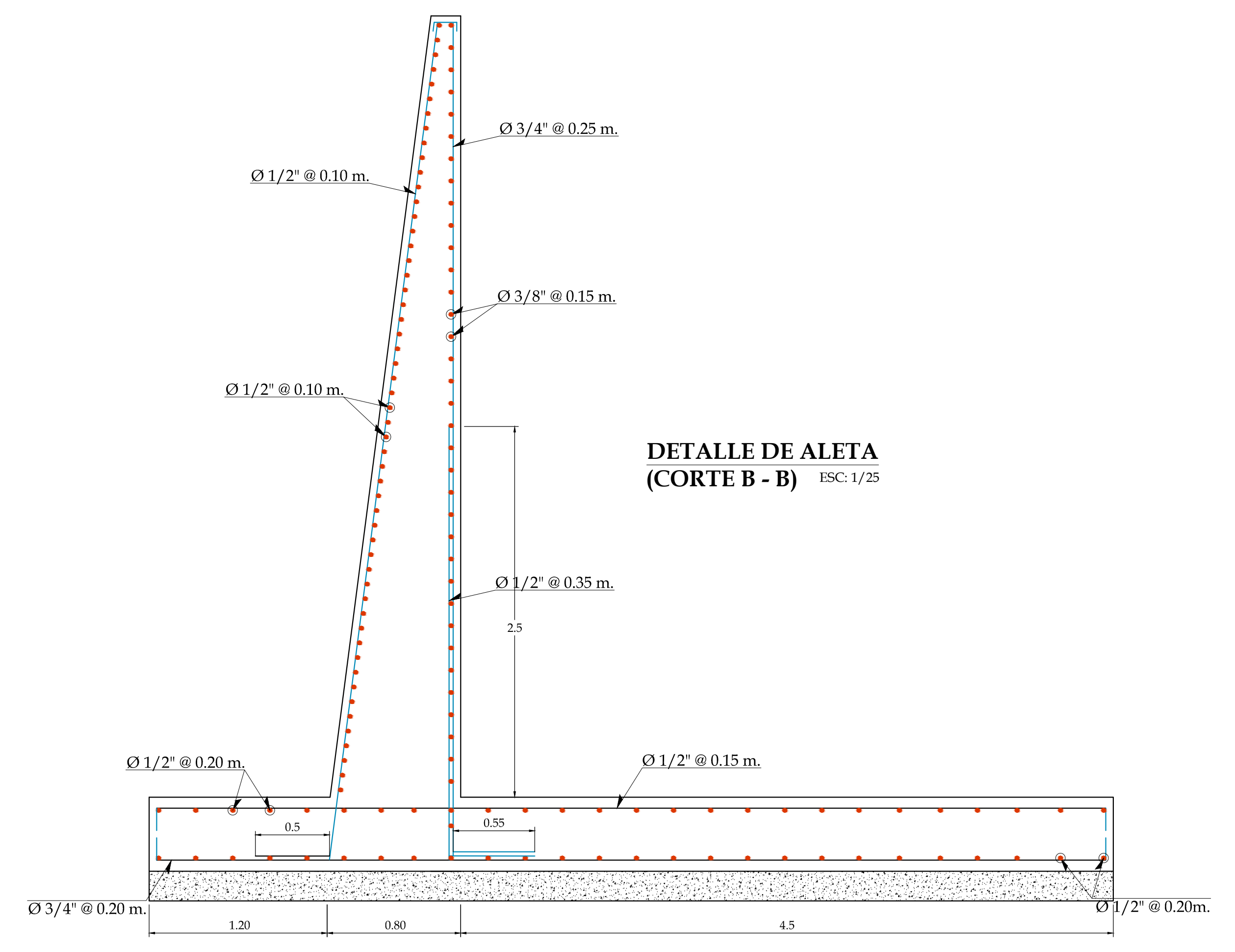


PLANTA ESTRIBO

ESC: 1/50

DETALLE DE ALETA (CORTE B - B)

ESC: 1/25

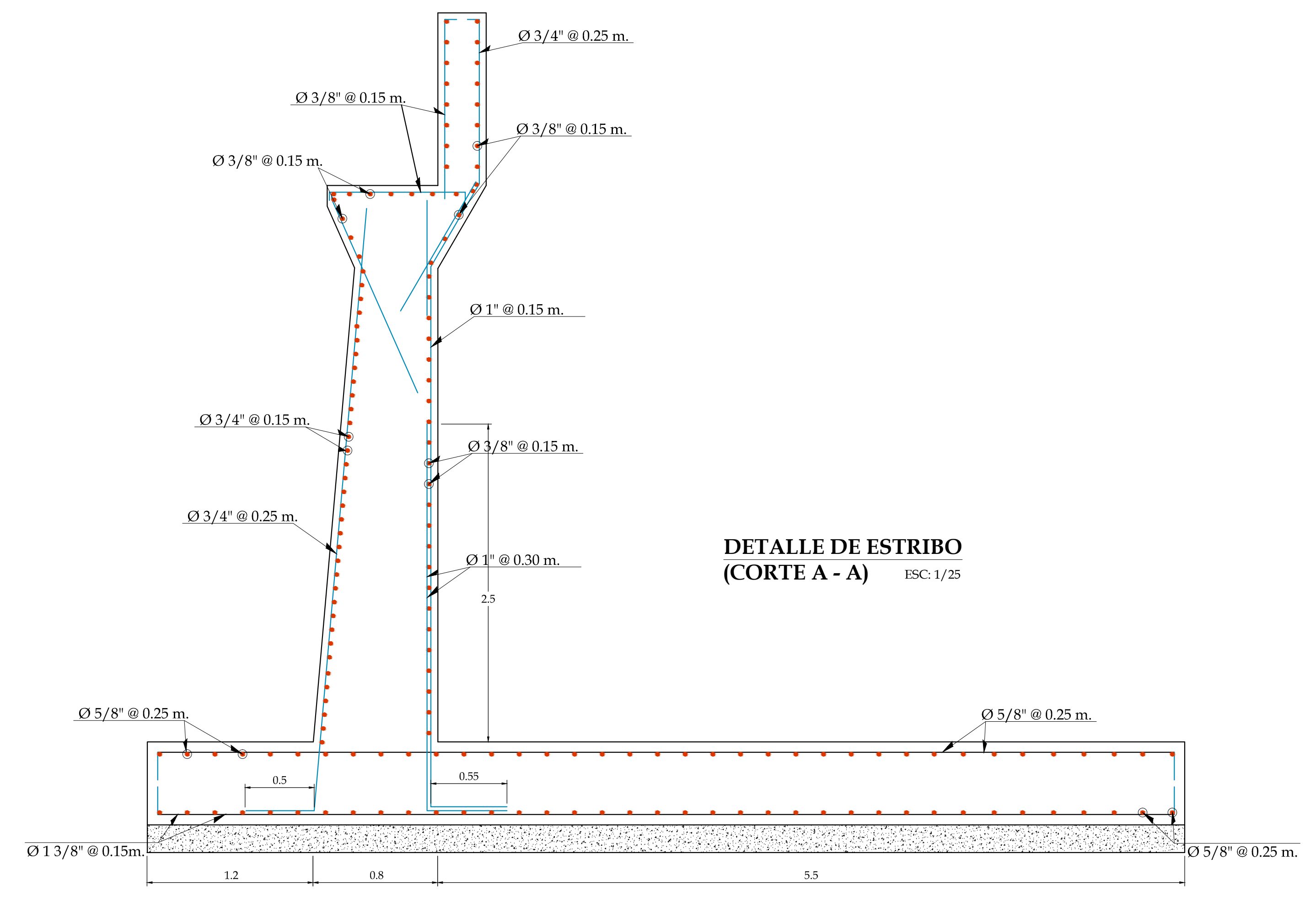


DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN ZAPATAS

ESC: 1/50

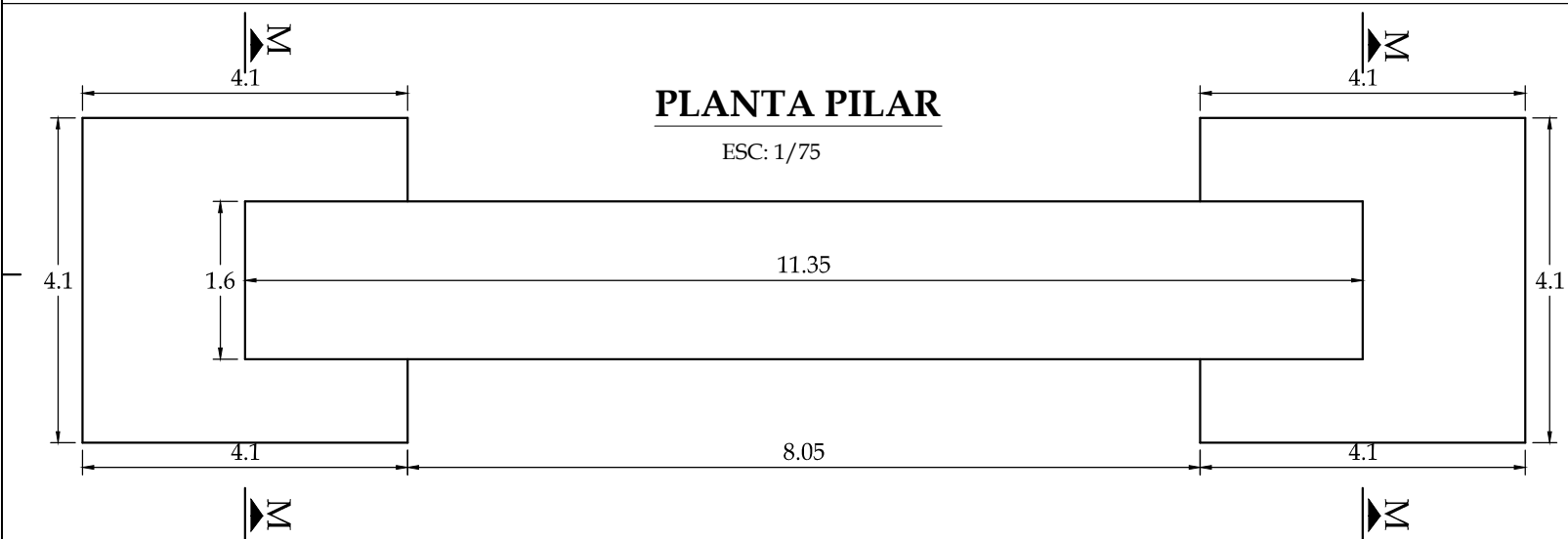
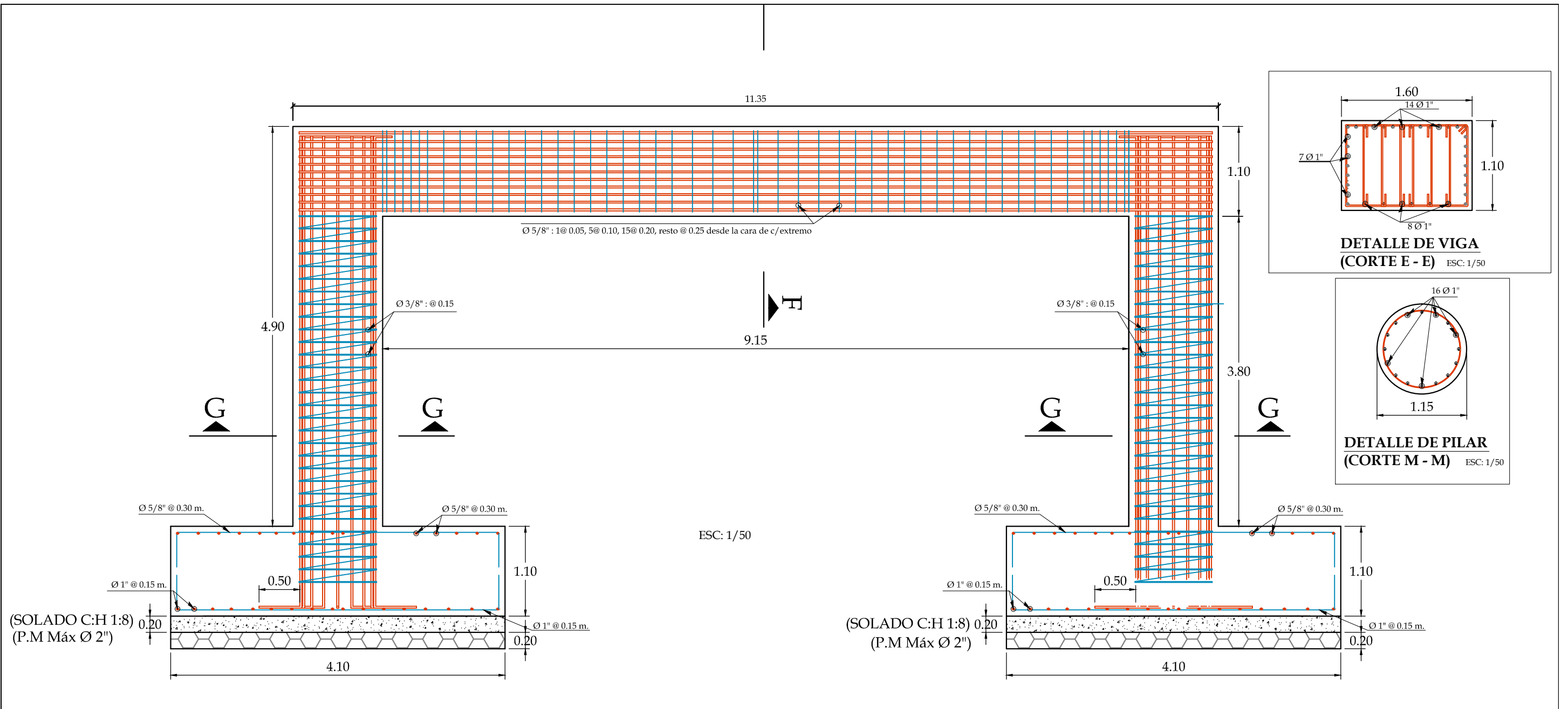
DETALLE DE ESTRIBO (CORTE A - A)

ESC: 1/25

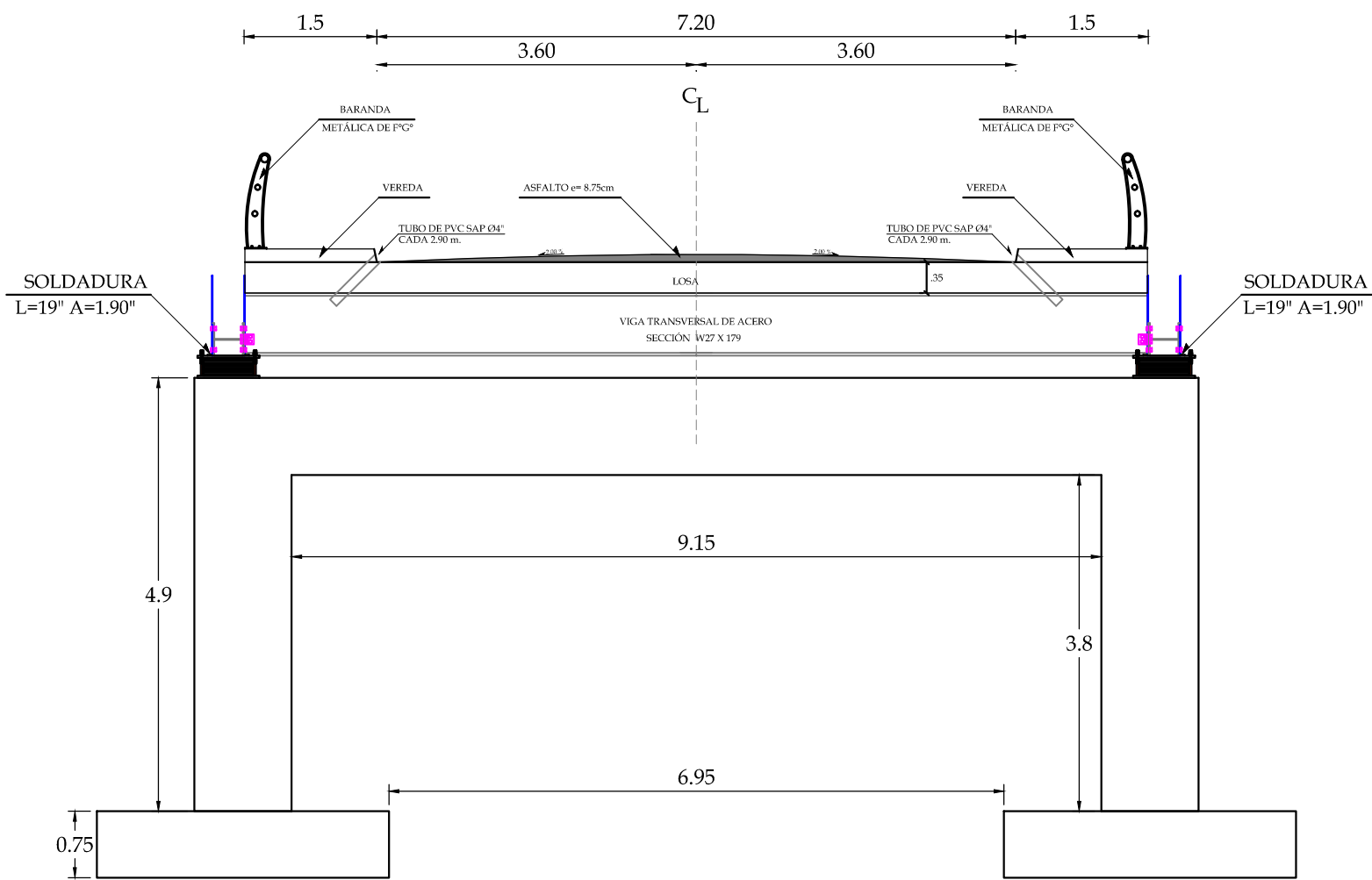


UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO:		DISEÑO DE UN PUEBLO SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD	
PLANO:	ESTRIBO DERECHO - ELEVACIÓN Y CORTES	PLANO N°:	E-02
TESISTAS:	BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON	UBICACION:	Anexo de Yanasara y Pallar
ASESOR:	ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY	DISTRITO:	Curga
		PROVINCIA:	Sánchez Carrión
		DEPARTAMENTO:	La Libertad
		ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	NOVIEMBRE 2015

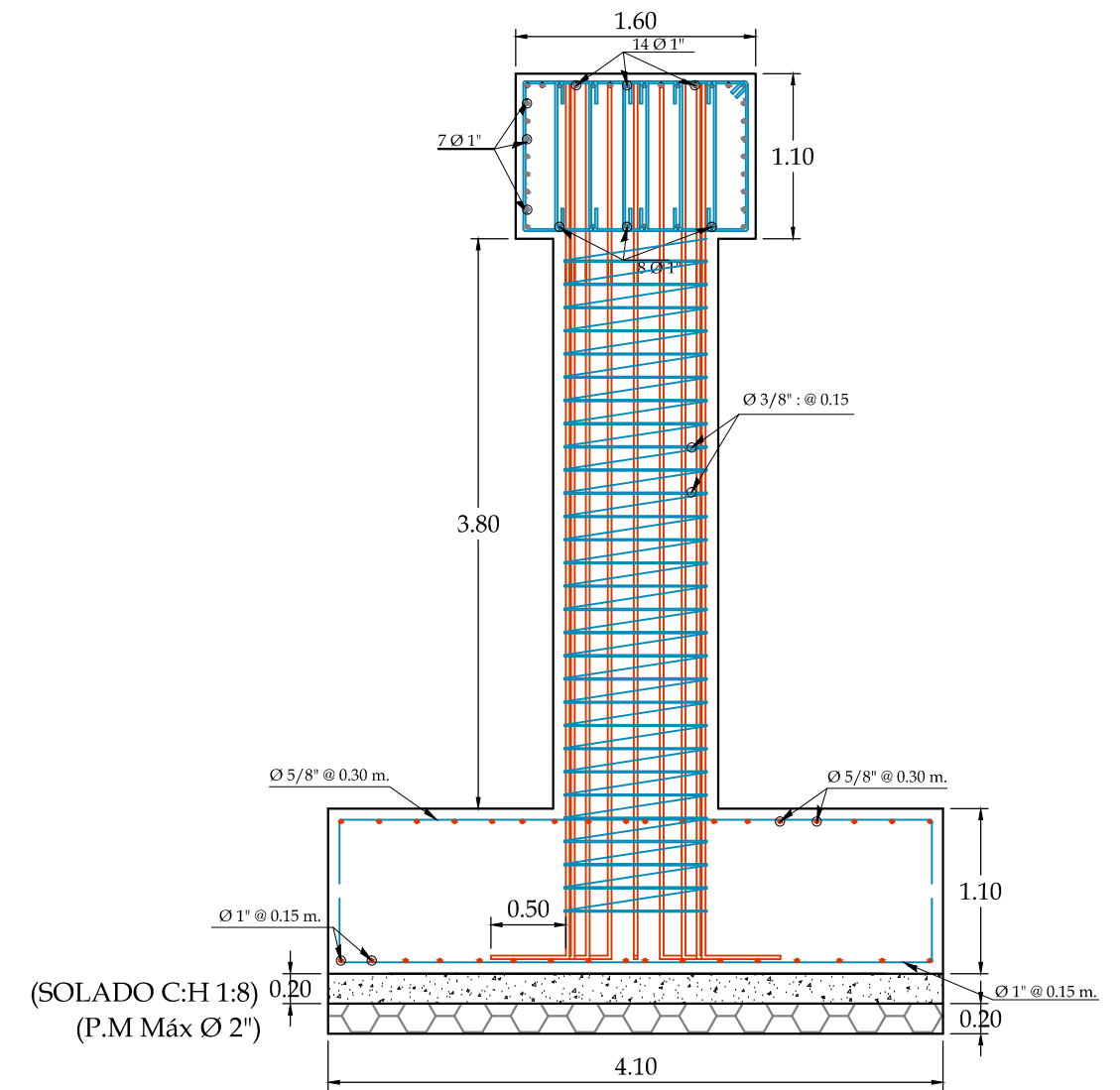


UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEOR ORREGO			
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD			
PLANO: PILAR Y VIGA - PLANTA Y CORTES			PLANO N°: E-03
TESISTAS: BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON		UBICACION: Anexo de Yanasara y Pallar	
ASESOR: ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY		DISTRITO: Curgos PROVINCIA: Sánchez Carrión DEPARTAMENTO: La Libertad	
		ESCALA: INDICADA	
		FECHA: NOVIEMBRE 2015	

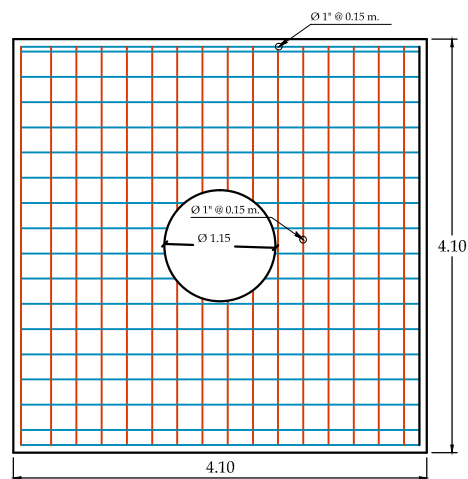


ELEVACIÓN FRONTAL - PILAR

ESC: 1/75



DETALLE DE PILAR (CORTE H - H) ESC: 1/50



DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN ZAPATAS

ESC: 1/50

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO:

DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO:

PILAR Y VIGA - ELEVACIÓN Y CORTE

PLANO N°:

E-04

TESISTAS:

BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

UBICACION:

Anexo de Yanasara y Pallar

ASESOR:

ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

DISTRITO:

Curgos

PROVINCIA:

Sánchez Carrión

DEPARTAMENTO:

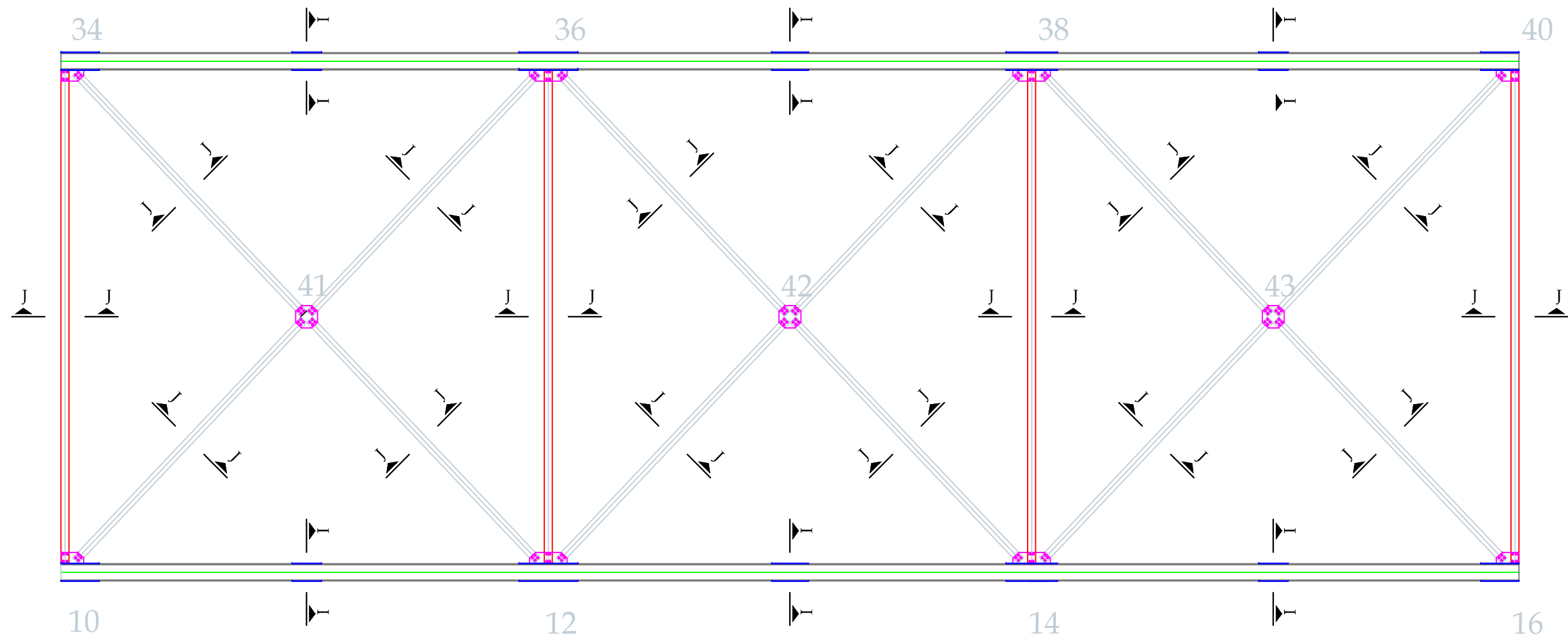
La Libertad

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

NOVIEMBRE 2015



VISTA DESDE ABAJO DE LA ARMADURA SUPERIOR



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO:

DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO:

DETALLE DE CONEXIONES DE ARMADURA

PLANO N°:

V-01

TESISTAS:

BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

UBICACION:

Anexo de Yanasara y Pallar

ASESOR:

ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

DISTRITO:

Curgos

PROVINCIA:

Sánchez Carrión

DEPARTAMENTO:

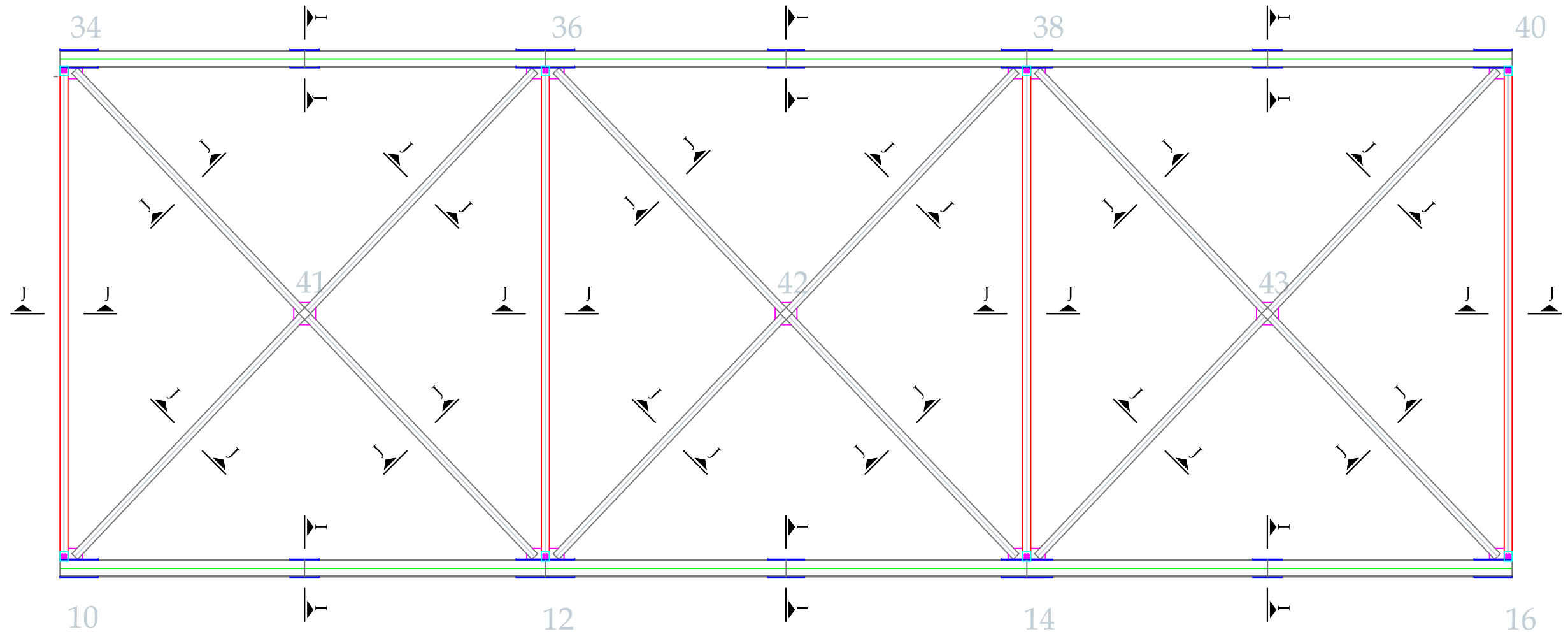
La Libertad

ESCALA:

1/10

FECHA:

NOVIEMBRE 2015



VISTA EN PLANTA DE LA ARMADURA SUPERIOR

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO:

DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO:

DETALLE DE CONEXIONES DE ARMADURA

PLANO N°:

V-02

TESISTAS:

BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

UBICACION:

Anexo de Yanasara y Pallar

ASESOR:

ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

DISTRITO:

Curgos

PROVINCIA:

Sánchez Carrión

DEPARTAMENTO:

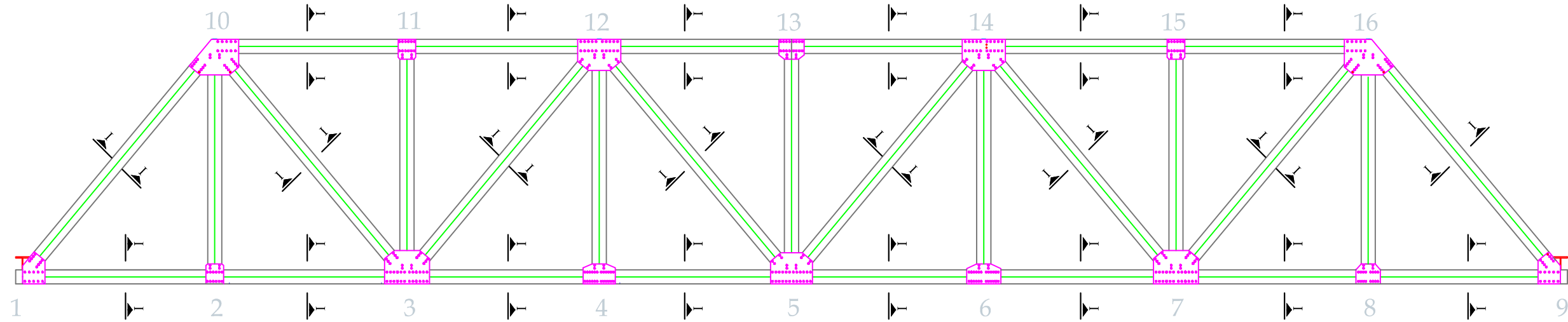
La Libertad

ESCALA:

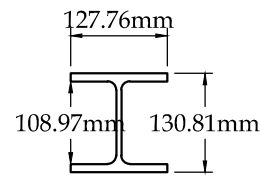
1/10

FECHA:

NOVIEMBRE 2015

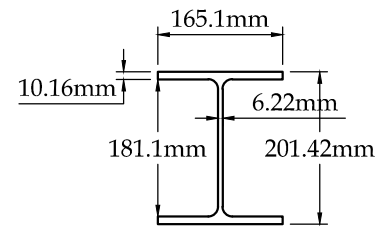


VISTA LATERAL DERECHO DE LA ARMADURA



W 5x19

**DETALLE DE ELEMENTO
(CORTE L - L)** ESC: 1/10



W 8x24

**DETALLE DE ELEMENTO
(CORTE J - J)** ESC: 1/10

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO:

DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO:

DETALLE DE CONEXIONES DE ARMADURA

PLANO N°:

V-03

TESISTAS:

BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

UBICACION:

Anexo de Yanasara y Pallar

ASESOR:

ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

DISTRITO:

Curgos

PROVINCIA:

Sánchez Carrión

DEPARTAMENTO:

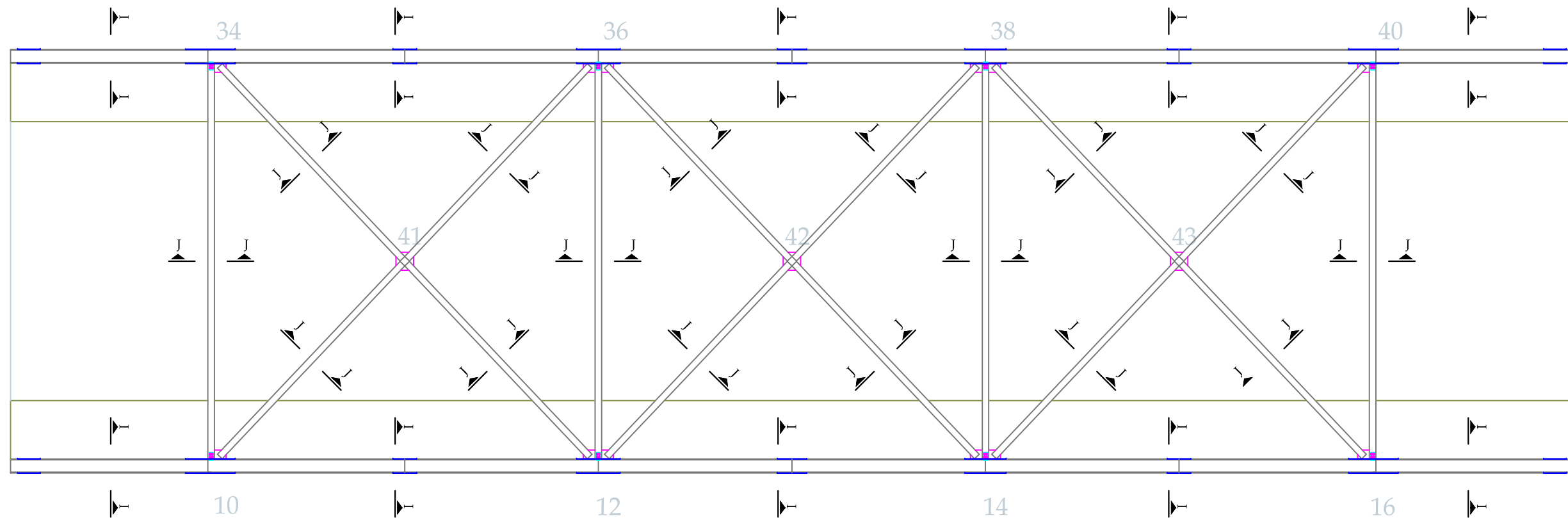
La Libertad

ESCALA:

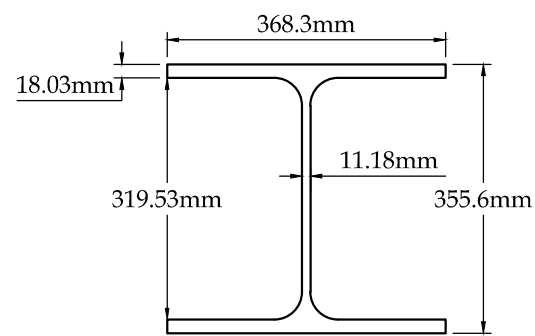
1/10

FECHA:

NOVIEMBRE 2015

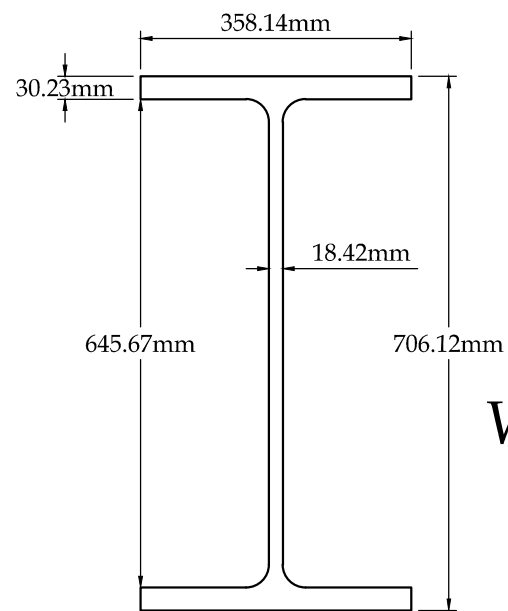


VISTA EN PLANTA DE LA ARMADURA



W 14x90

DETALLE DE ELEMENTO
(CORTE I - I) ESC: 1/10



W 27x178

DETALLE DE ELEMENTO
(CORTE K - K) ESC: 1/10

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO:

DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO:

DETALLE DE CONEXIONES DE ARMADURA

PLANO N°:

V-04

TESISTAS:

BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

UBICACION:

Anexo de Yanasara y Pallar

ASESOR:

ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

DISTRITO:

Curgos

PROVINCIA:

Sánchez Carrión

DEPARTAMENTO:

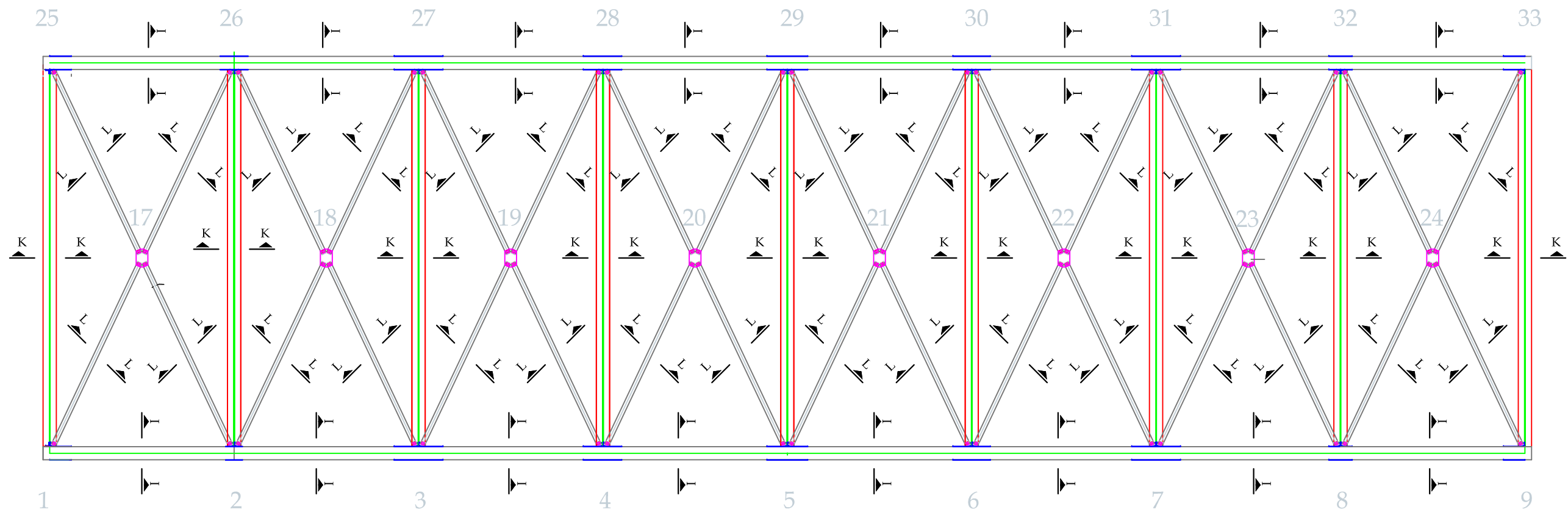
La Libertad

ESCALA:

1/10

FECHA:

NOVIEMBRE 2015



VISTA EN PLANTA DE LA BASE

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO:

DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO:

DETALLE DE CONEXIONES DE ARMADURA

PLANO N°:

V-05

TESISTAS:

BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

UBICACION:

Anexo de Yanasara y Pallar

ASESOR:

ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

DISTRITO:

Curgos

PROVINCIA:

Sánchez Carrión

DEPARTAMENTO:

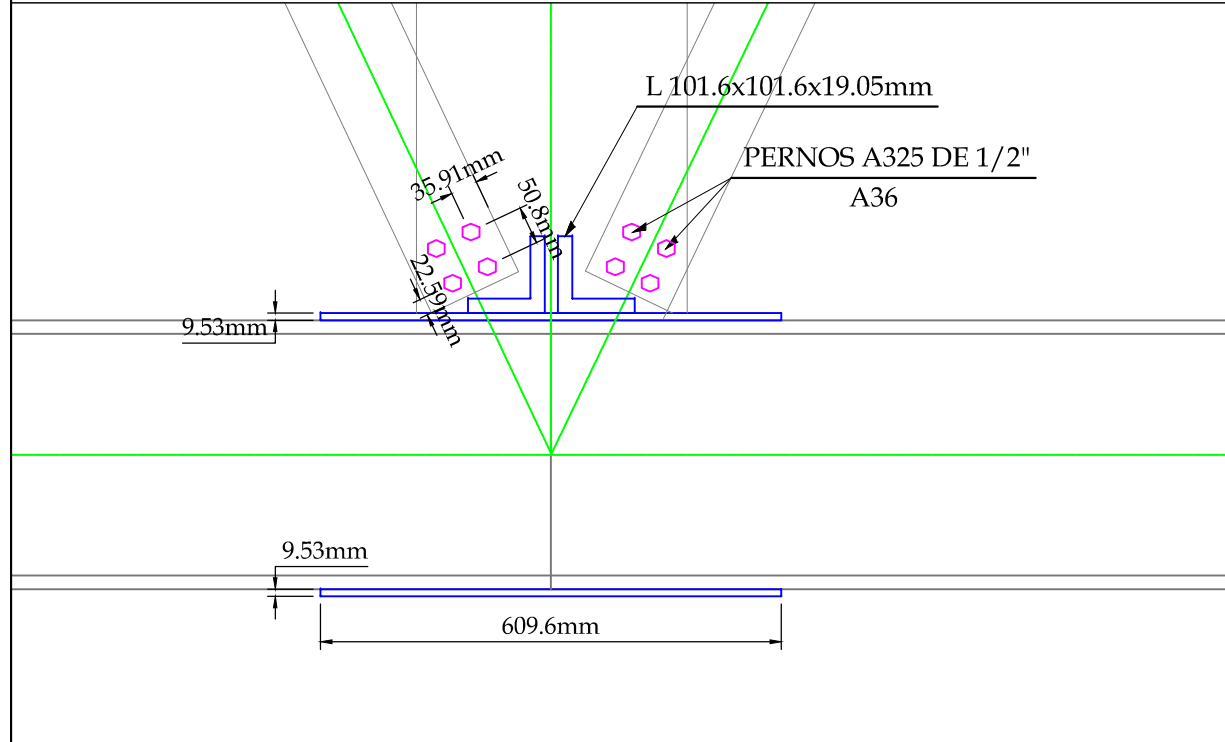
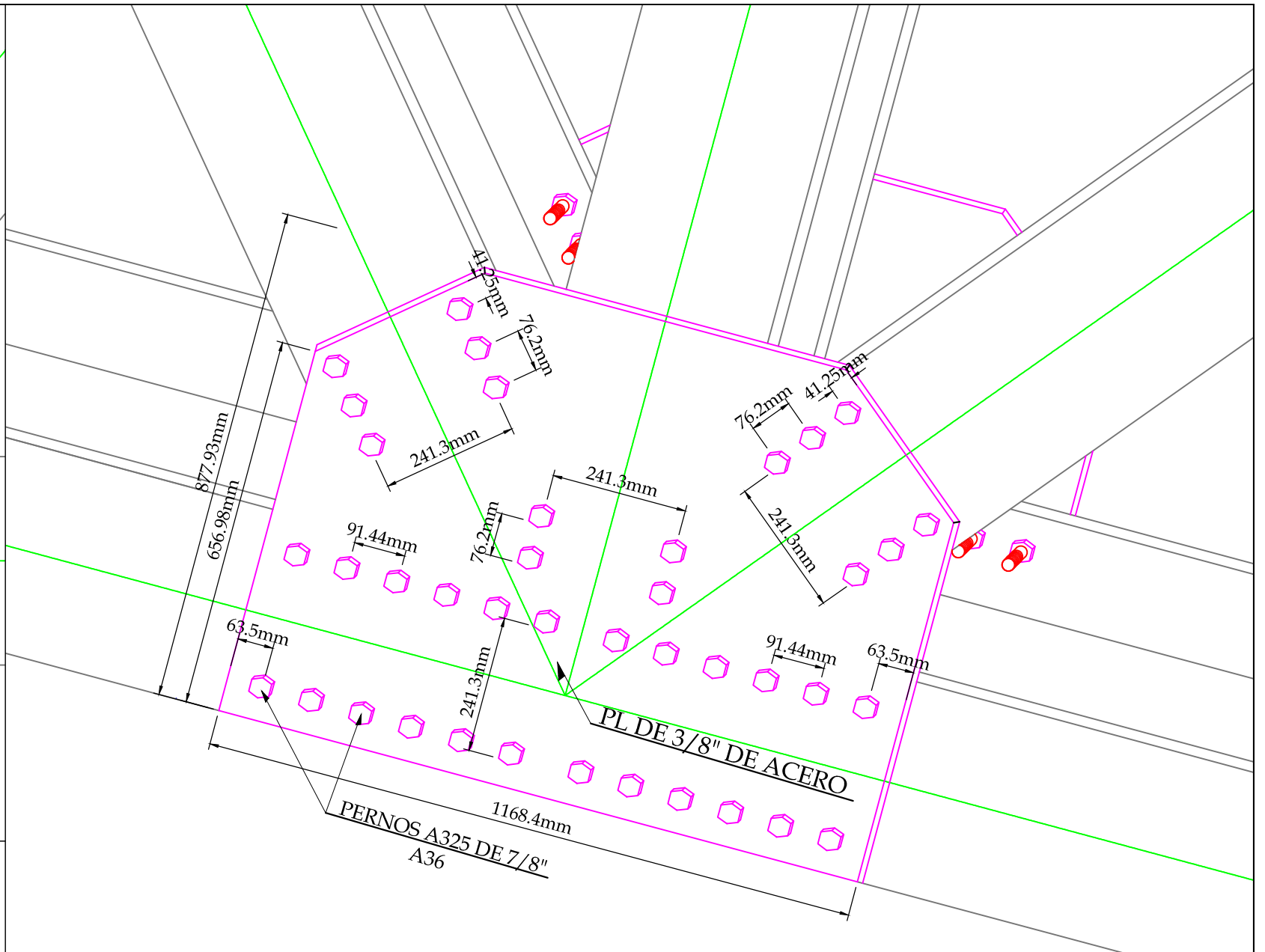
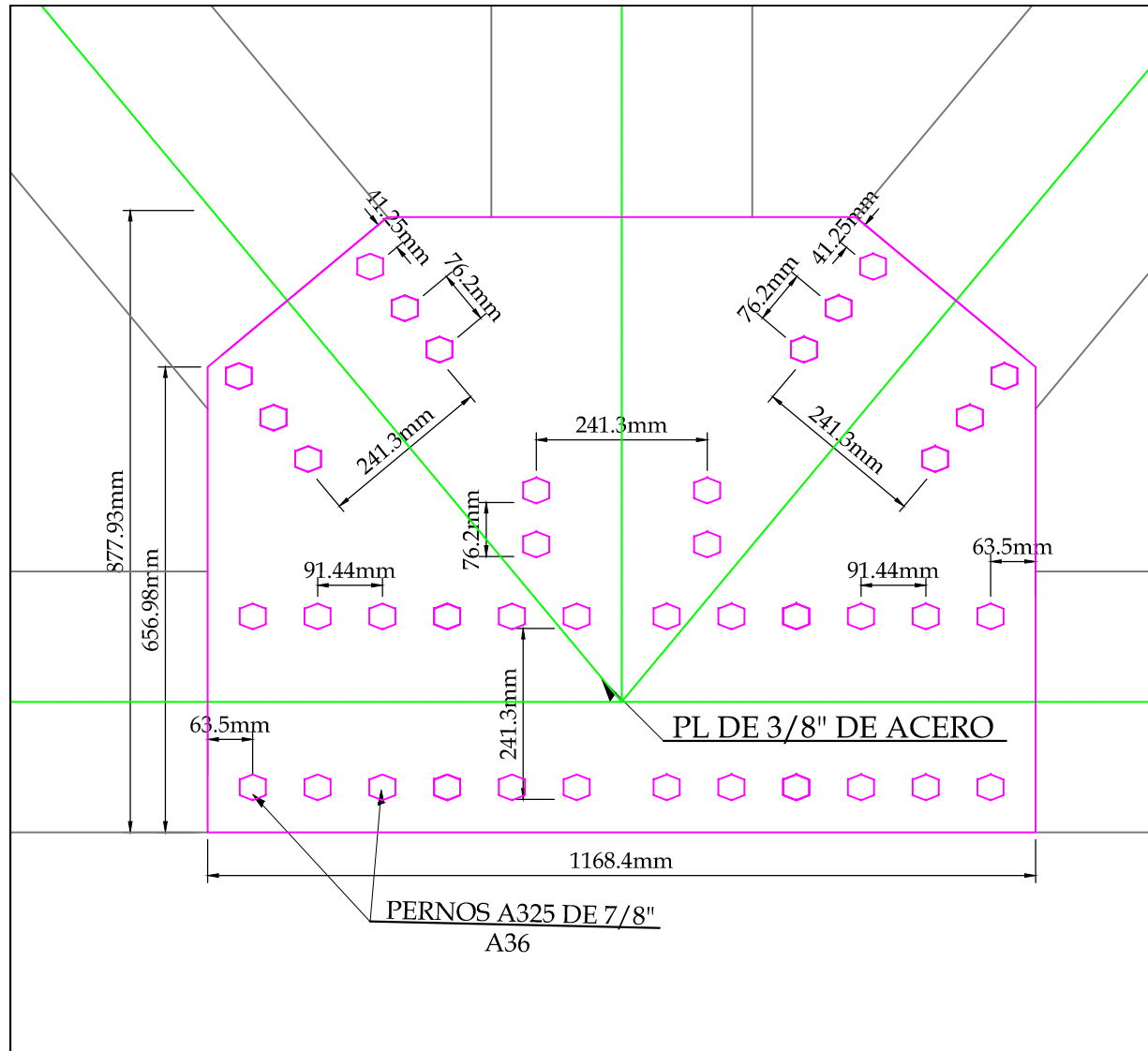
La Libertad

ESCALA:

1/10

FECHA:

NOVIEMBRE 2015



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEOR ORREGO

PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO: **DETALLE DE CONEXION EN EL NODO 7**

PLANO N°: **D-01**

TESISTAS: BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

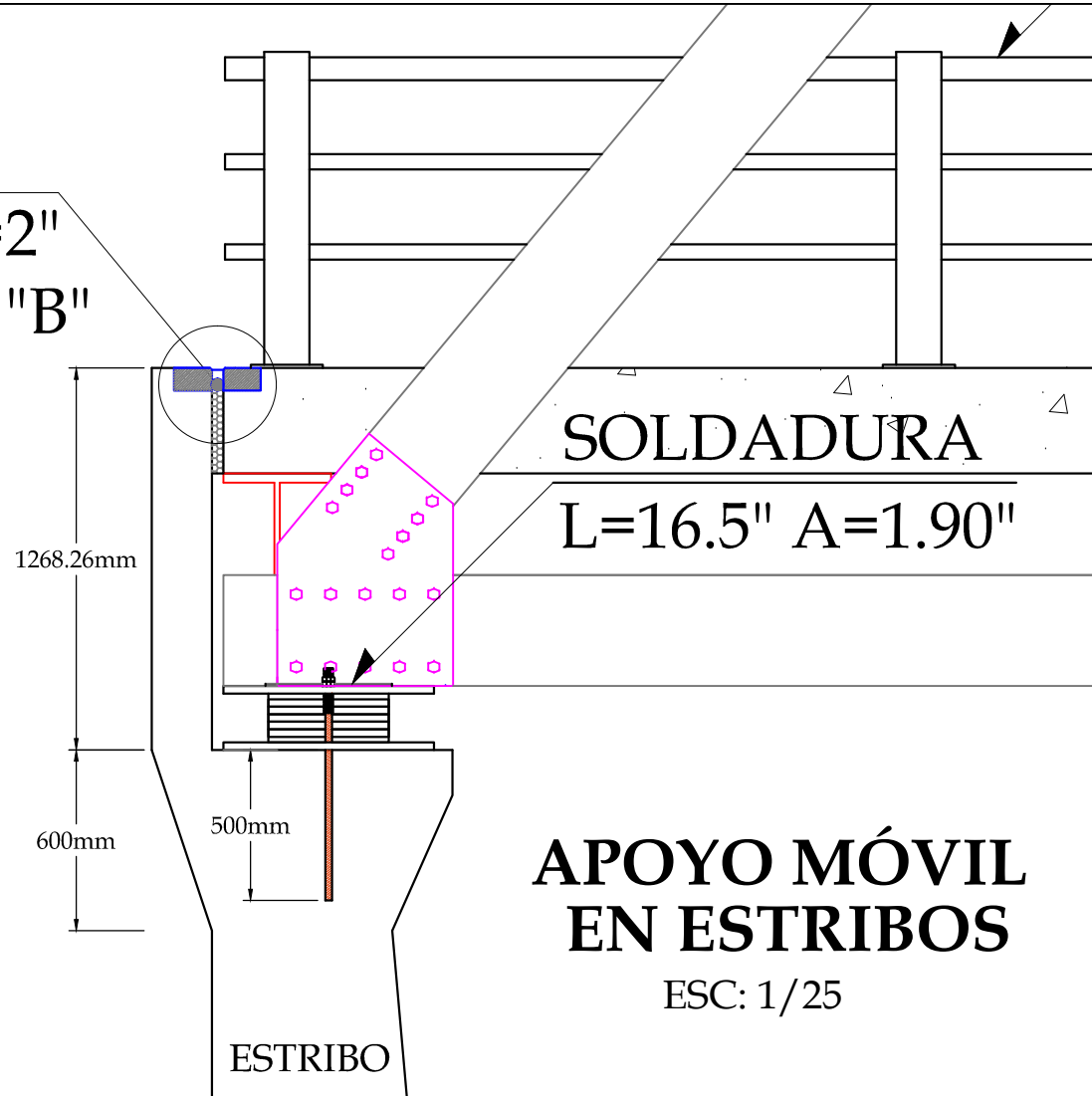
UBICACION: Anexo de Yanasara y Pallar

ASESOR: ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

DISTRITO: Curgos
PROVINCIA: Sánchez Carrión
DEPARTAMENTO: La Libertad

ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE 2015

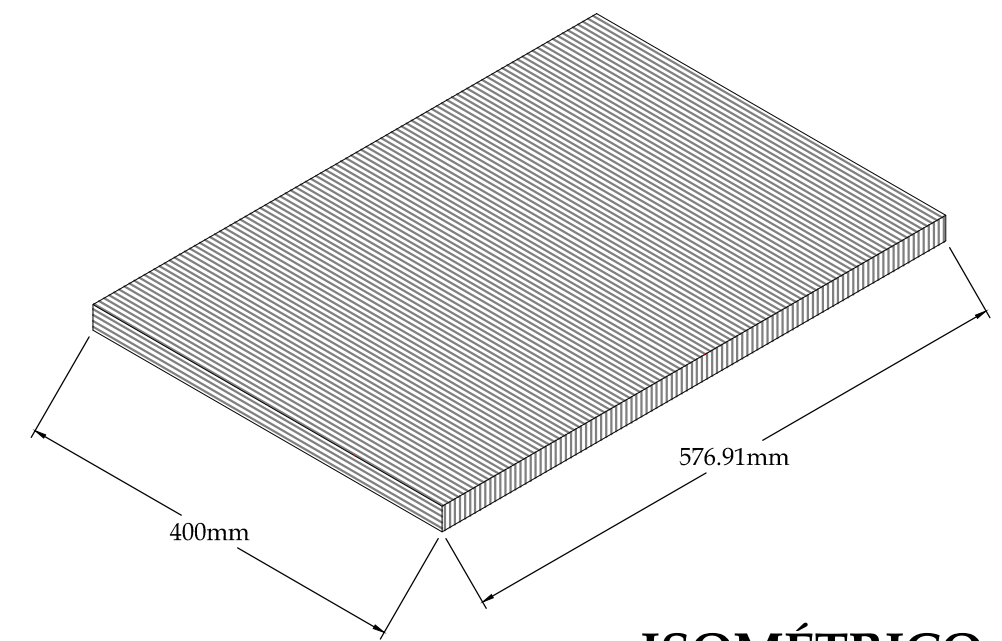
JUNTA DE
EXPANSIÓN e=2"
VER DETALLE "B"



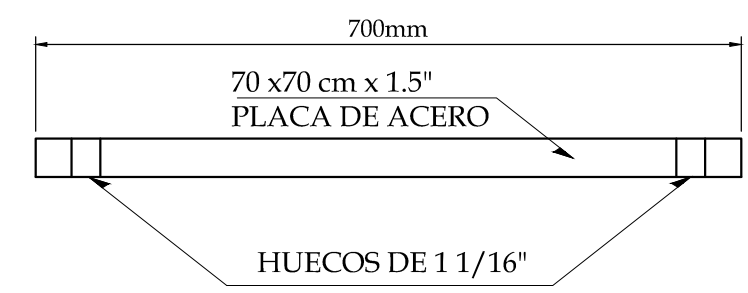
SOLDADURA
L=16.5" A=1.90"

APOYO MÓVIL
EN ESTRIBOS
ESC: 1/25

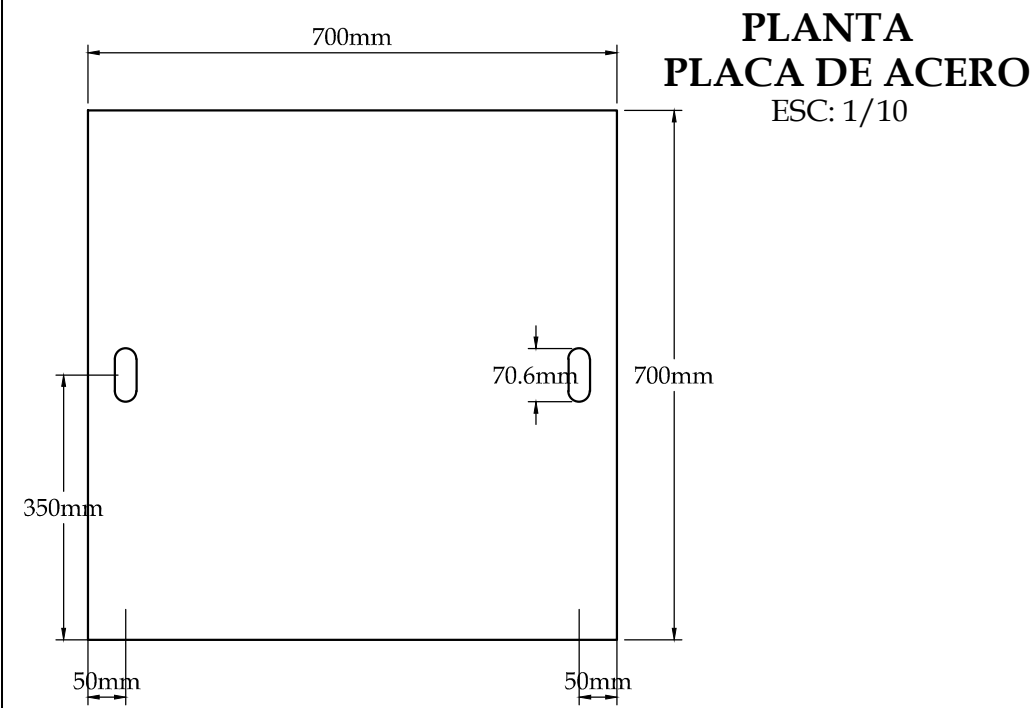
ESTRIBO



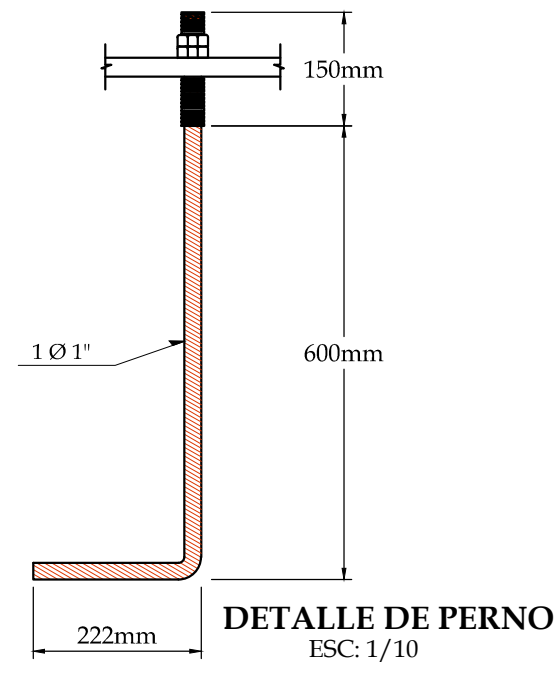
ISOMÉTRICO
LÁMINA DE NEOPRENO
ESC: 1/7.5



PERFIL
PLACA DE ACERO
ESC: 1/7.5



PLANTA
PLACA DE ACERO
ESC: 1/10



DETALLE DE PERNO
ESC: 1/10

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO:
DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO:
DETALLE DE APOYO MÓVIL

PLANO N°:
D-02

TESISTAS:
BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

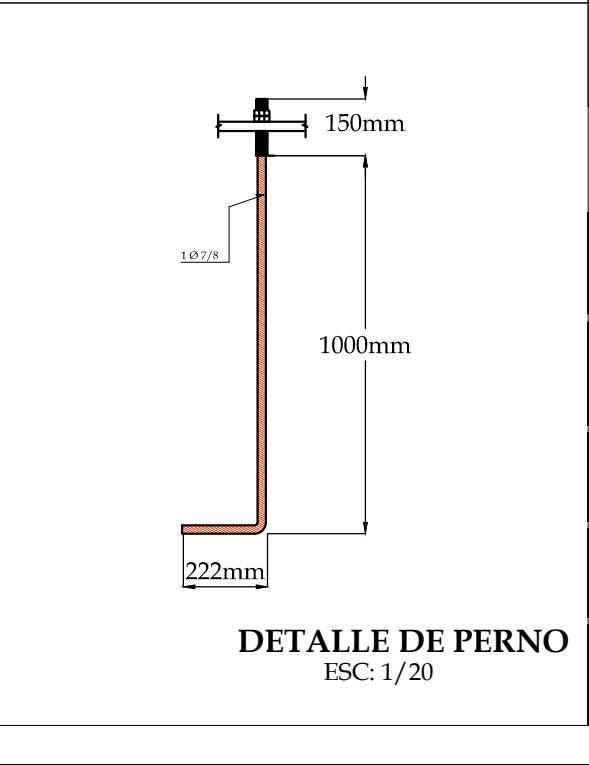
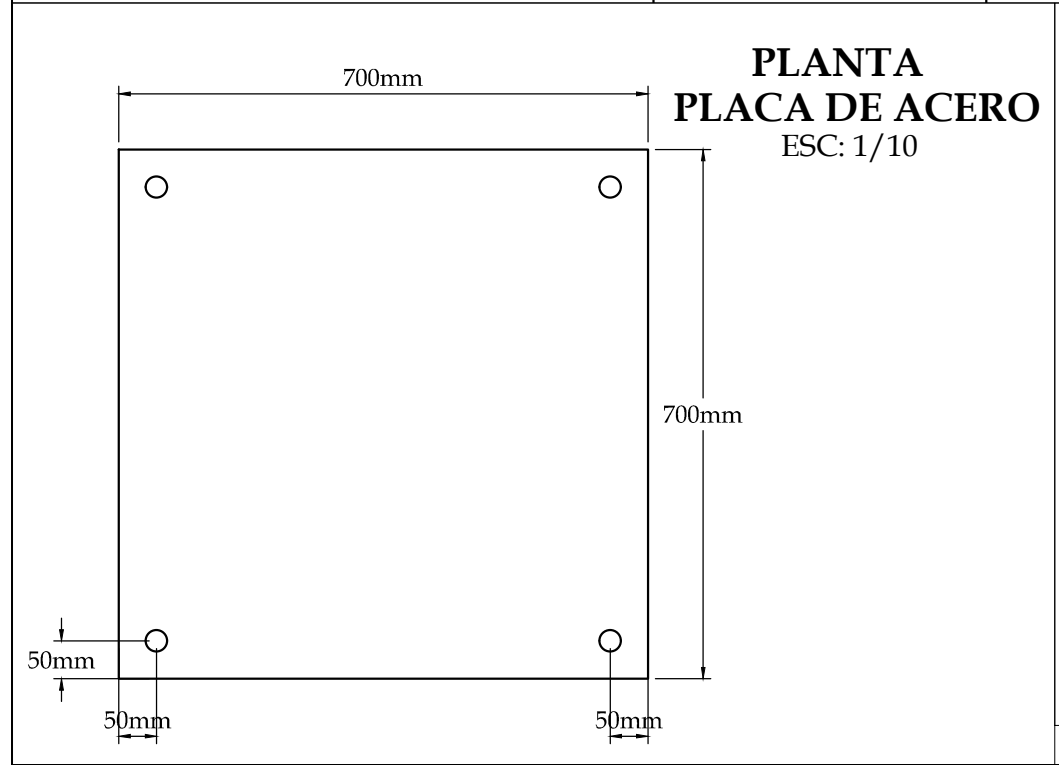
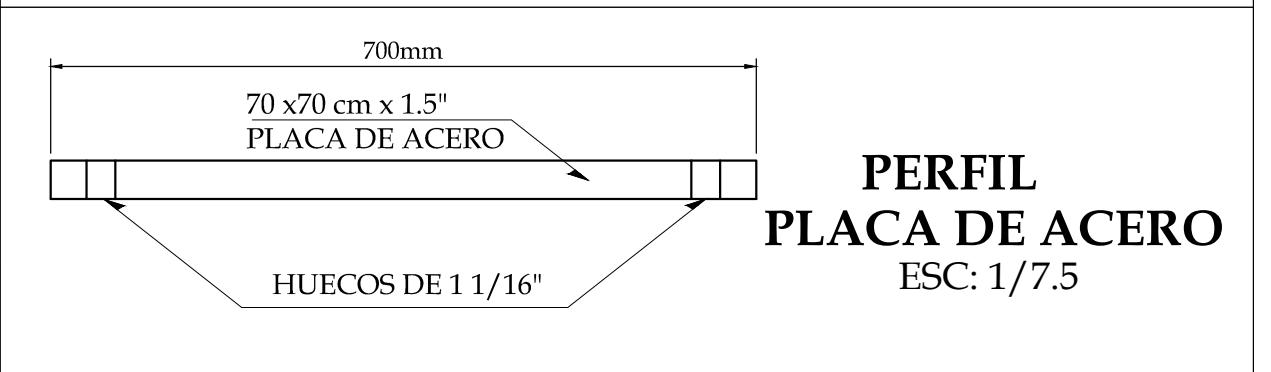
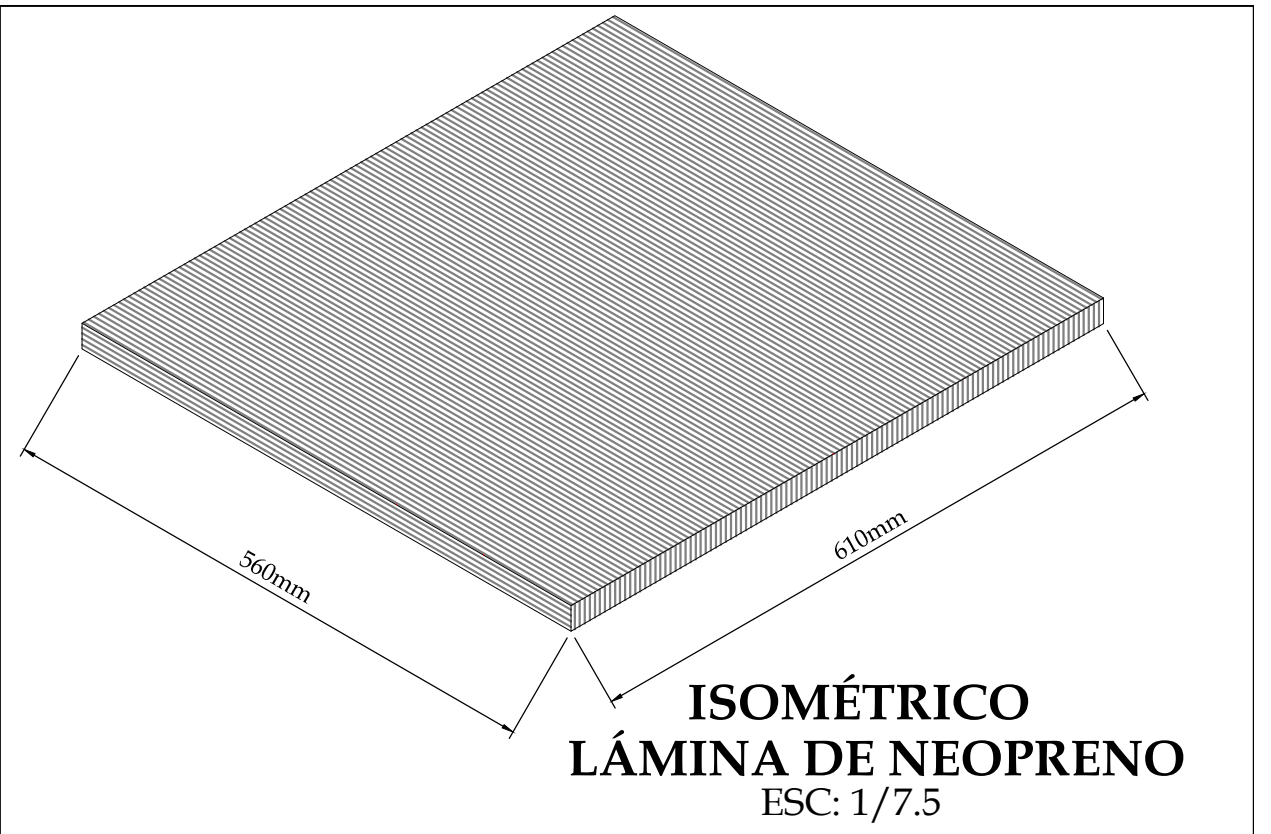
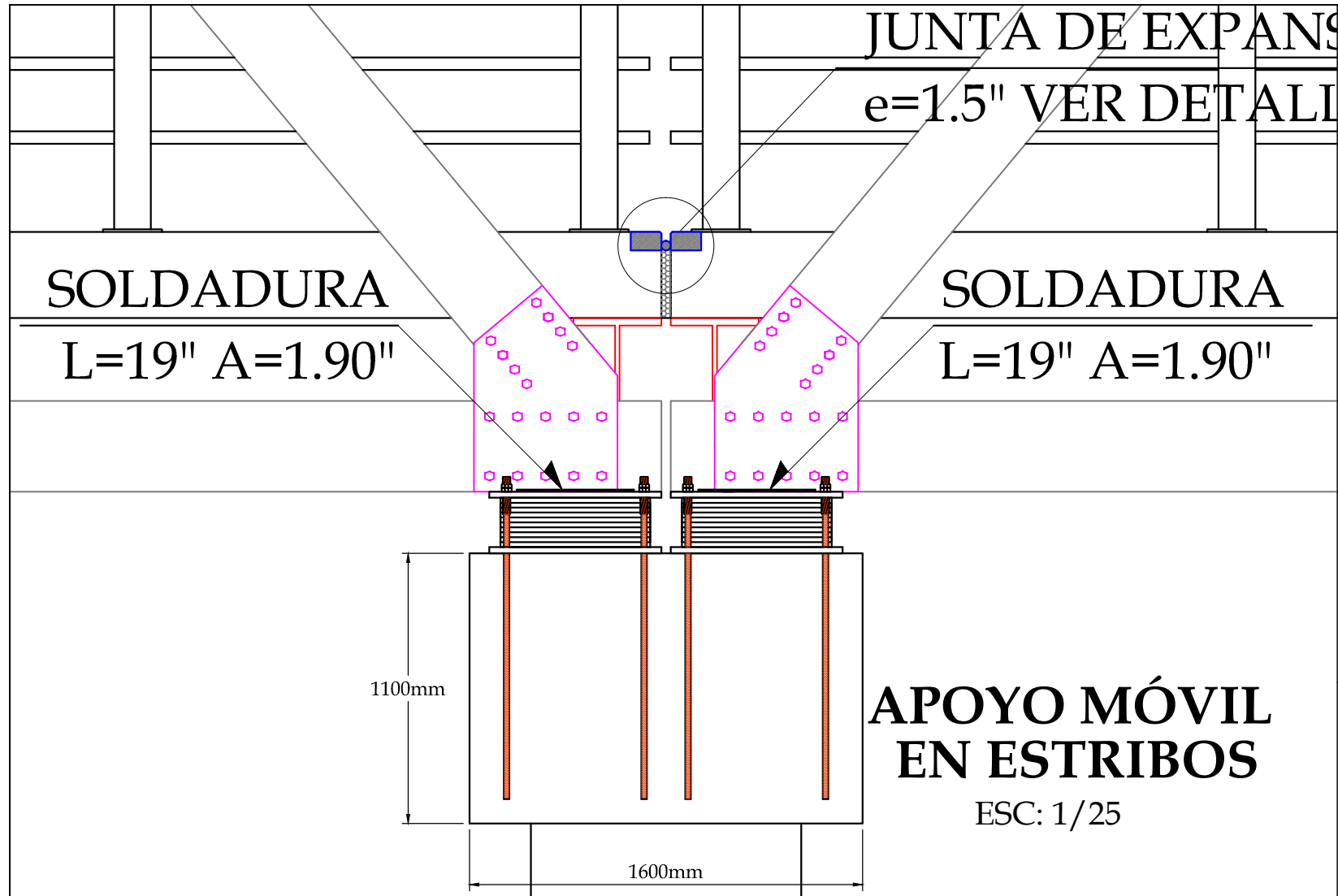
UBICACION:
Anexo de Yanasara y Pallar

ASESOR:
ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

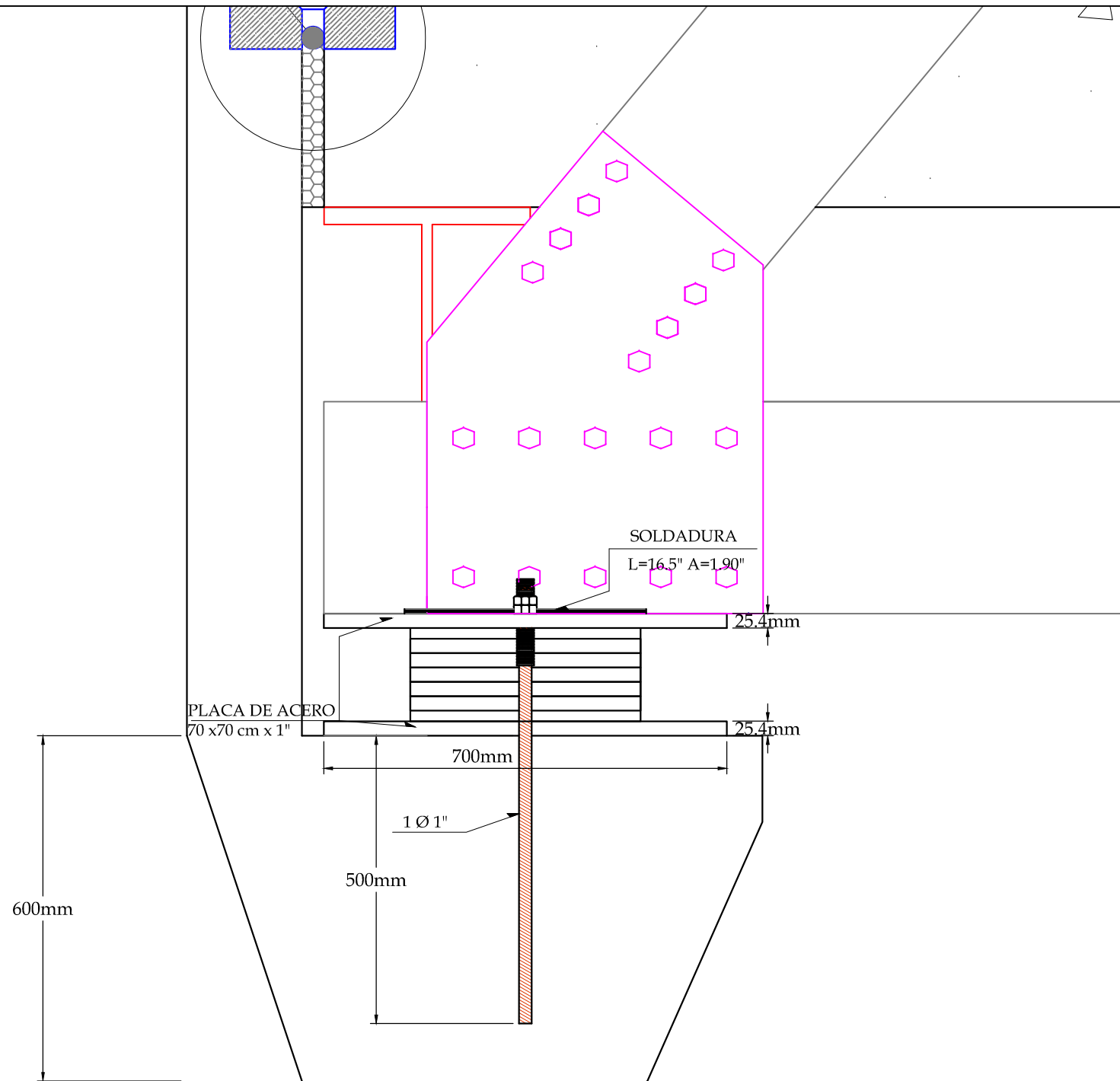
DISTRITO: Curgos
PROVINCIA: Sánchez Carrión
DEPARTAMENTO: La Libertad

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
NOVIEMBRE 2015

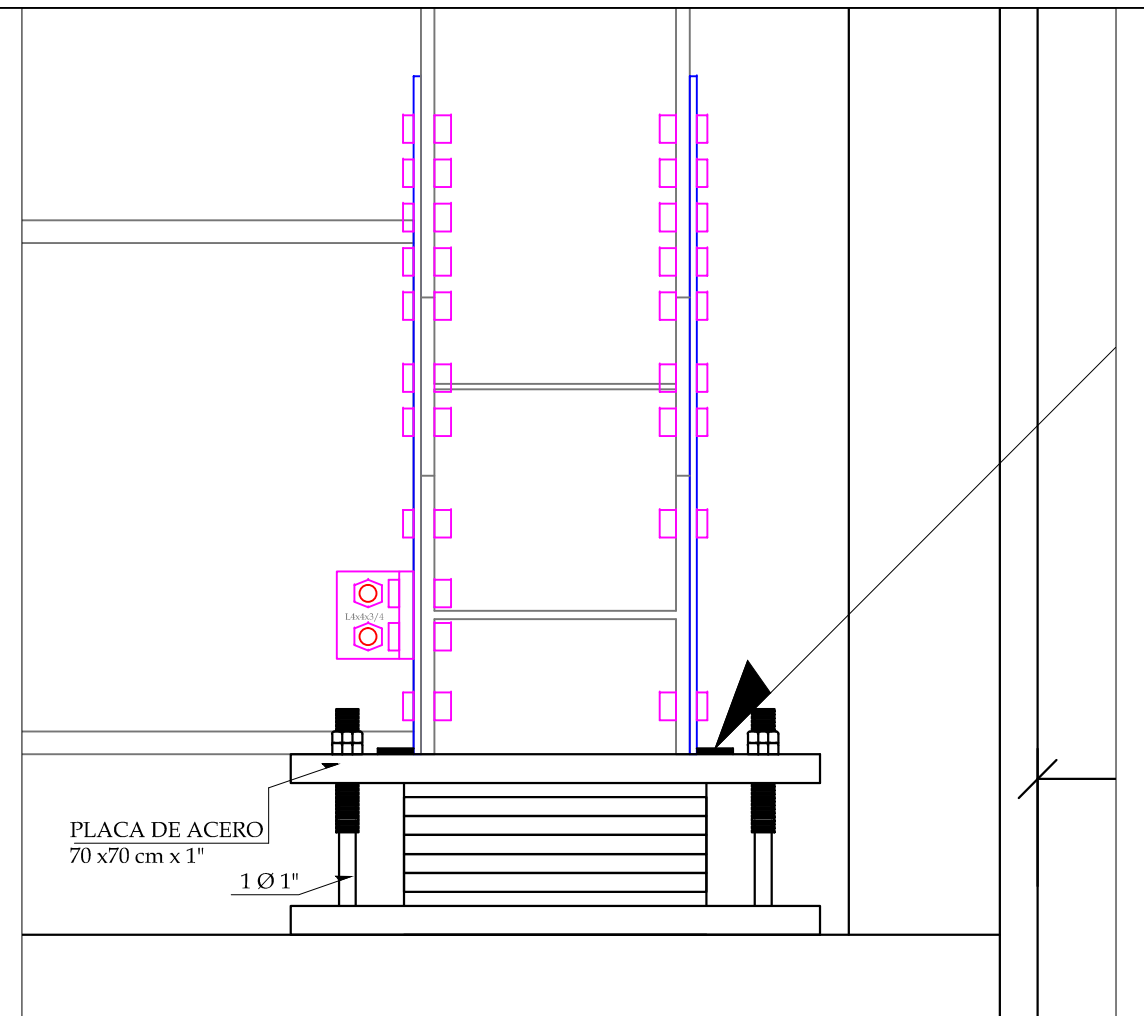


UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO		
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD		
PLANO: DETALLE DE APOYO FIJO		PLANO N°: D-03
TESISTAS: BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON	UBICACION: Anexo de Yanasara y Pallar	ESCALA: INDICADA
ASESOR: ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY	DISTRITO: Curgos PROVINCIA: Sánchez Carrión DEPARTAMENTO: La Libertad	FECHA: NOVIEMBRE 2015



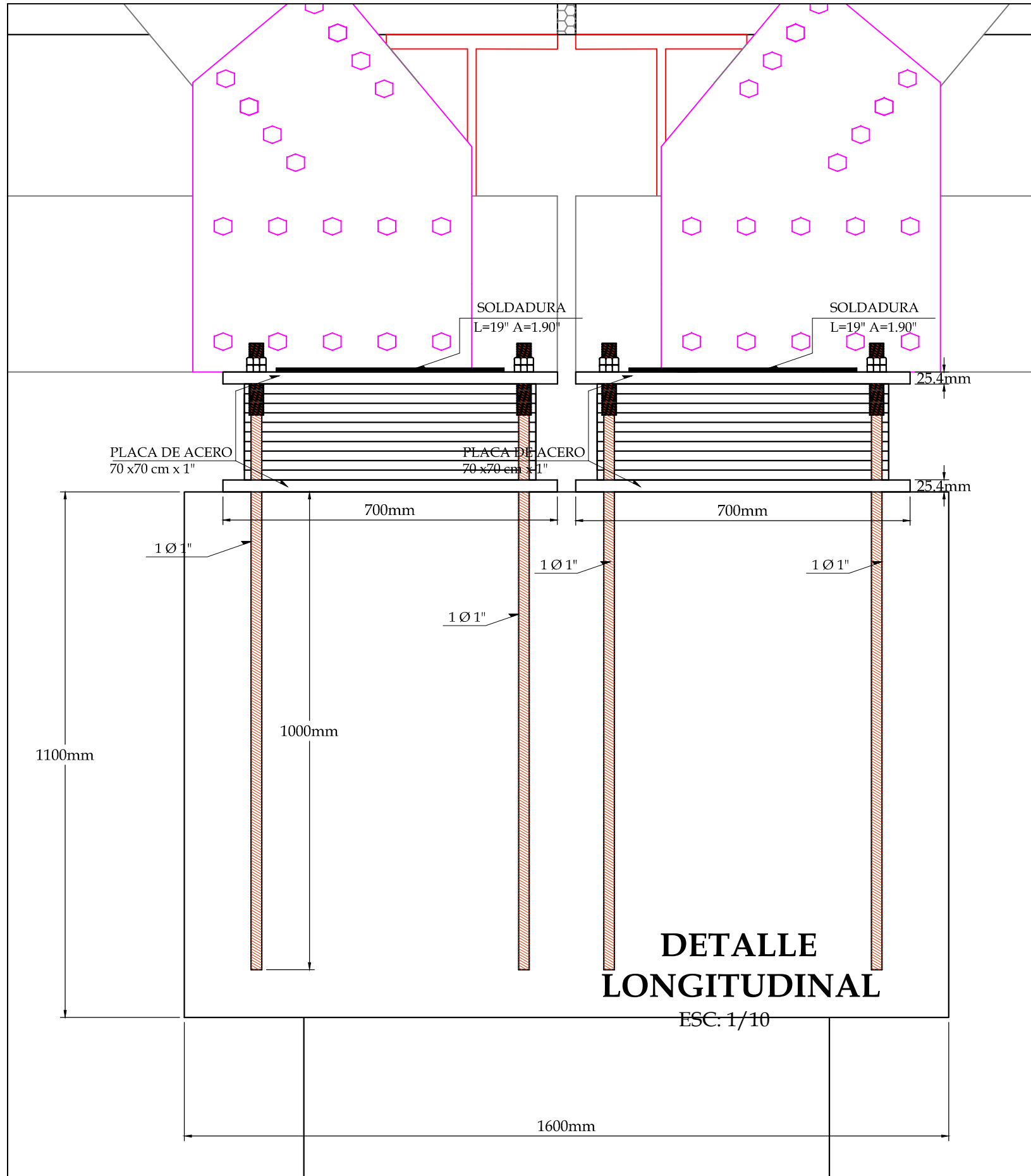
DETALLE LONGITUDINAL
ESC: 1/10

ESTRIBO

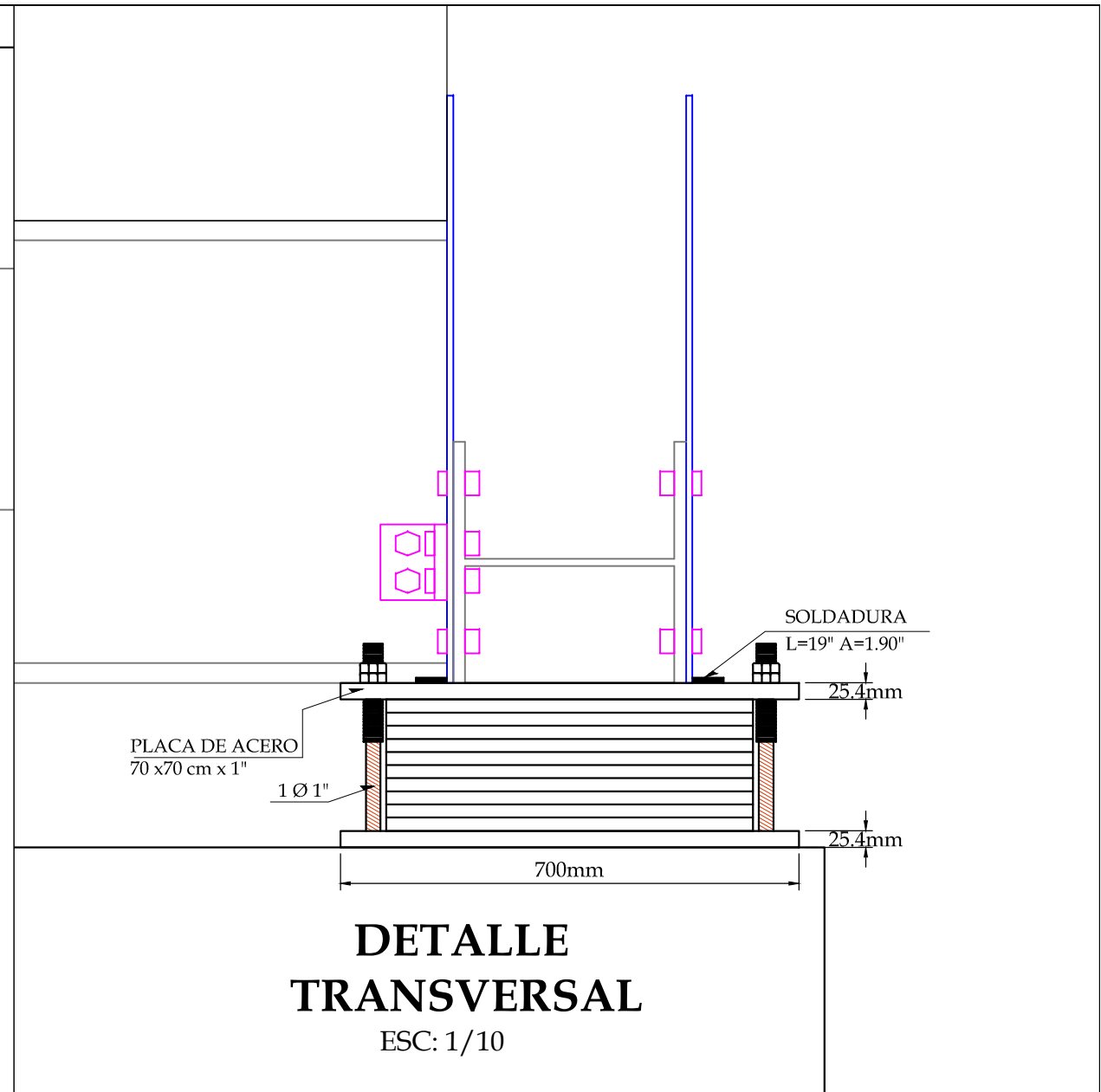


DETALLE TRANSVERSAL
ESC: 1/10

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO		
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD		
PLANO: VISTAS DE APOYO MÓVIL	UBICACION: Anexo de Yanasara y Pallar	PLANO N°: D-04
TESISTAS: BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON	DISTRITO: Curgos PROVINCIA: Sánchez Carrión DEPARTAMENTO: La Libertad	ESCALA: INDICADA
ASESOR: ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY		FECHA: NOVIEMBRE 2015

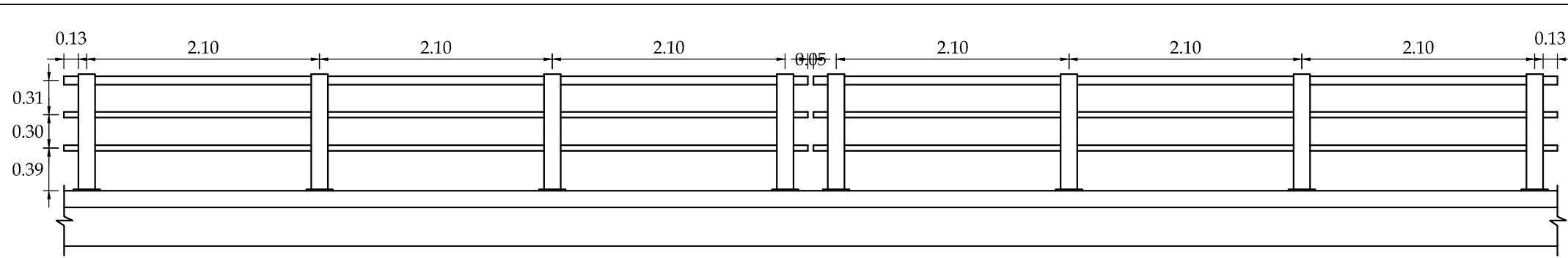


DETALLE LONGITUDINAL
ESC: 1/10



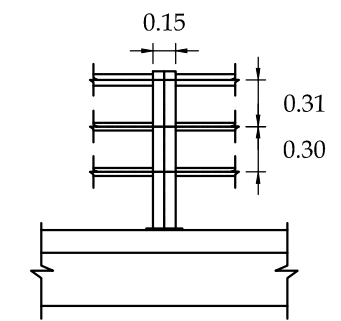
DETALLE TRANSVERSAL
ESC: 1/10

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO		
PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD		
PLANO: VISTAS DE APOYO FIJO	PLANO N°: D-05	ESCALA: INDICADA FECHA: NOVIEMBRE 2015
TESISTAS: BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON	UBICACION: Anexo de Yanasara y Pallar	
ASESOR: ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY	DISTRITO: Curgos PROVINCIA: Sánchez Carrión DEPARTAMENTO: La Libertad	



DETALLE DE BARANDA - CORTE LONGIRUDINAL

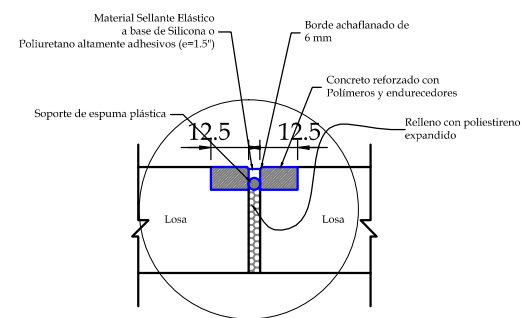
ESC: 1/50



DETALLE DE BARANDA - EJES

ESC: 1/50

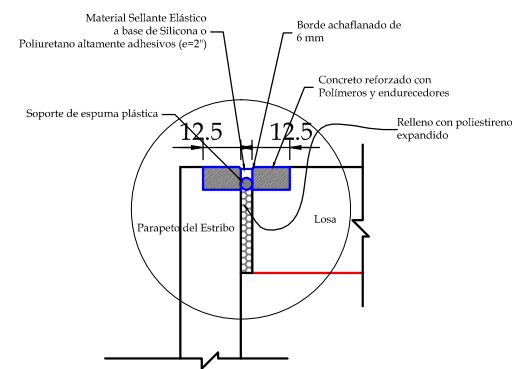
VER DETALLE "A"



JUNTA DE EXPANSIÓN DE LOSA - LOSA

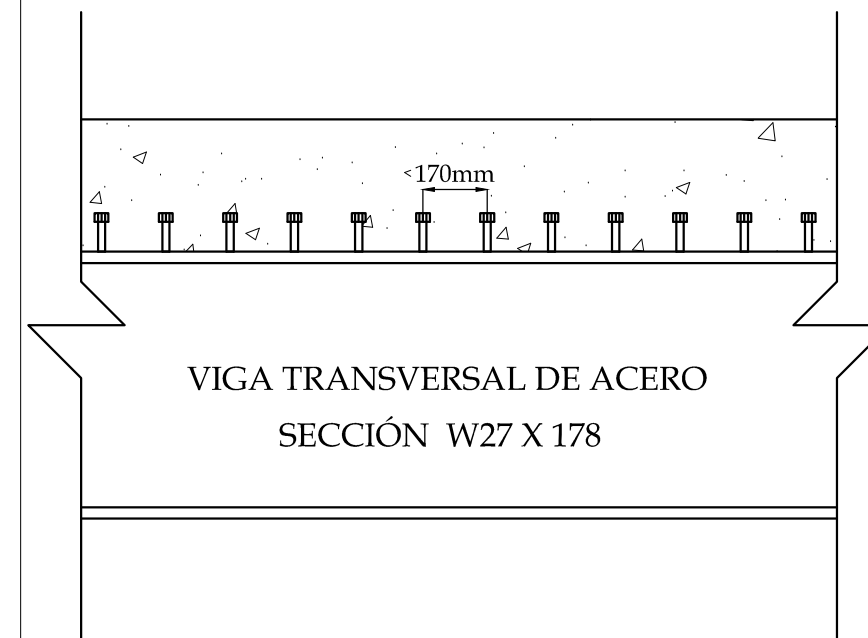
ESC: 1/25

VER DETALLE "B"



JUNTA DE EXPANSIÓN DE LOSA - LOSA

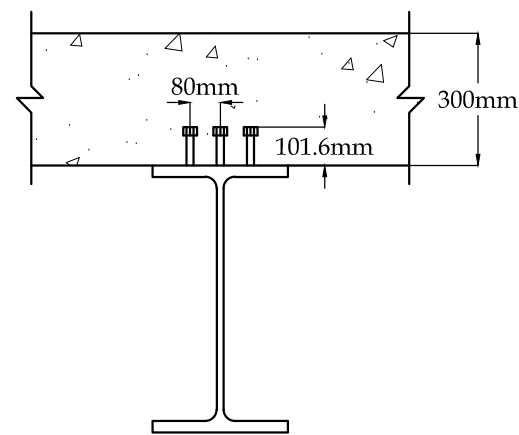
ESC: 1/25



VIGA TRANSVERSAL DE ACERO
SECCIÓN W27 X 178

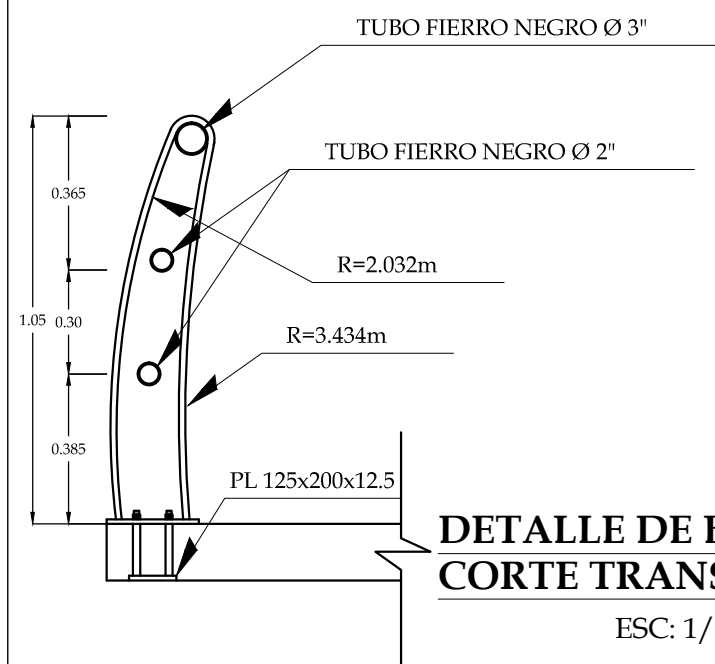
**DETALLE DE CONECTORES PARA VIGA
CORTE LONGITUDINAL**

ESC: 1/20



**DETALLE DE CONECTORES PARA VIGA
CORTE TRANSVERSAL**

ESC: 1/20



**DETALLE DE BARANDA -
CORTE TRANSVERSAL**

ESC: 1/20

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

PROYECTO:

DISEÑO DE UN PUENTE SOBRE EL RIO OLIHOCO KM. 27+000 ENTRE LOS ANEXOS DE YANASARA Y PALLAR, DISTRITO DE CURGOS - SÁNCHEZ CARRIÓN - LA LIBERTAD

PLANO:

SUPERESTRUCTURA - DETALLE

PLANO N°:

D-06

TESISTAS:

BR. MEZA OCAS DHAYAN RAFAEL
BR. SÁNCHEZ NUREÑA HENRY EDINSON

UBICACION:

Anexo de Yanasara y Pallar

ASESOR:

ING. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY

DISTRITO:

Curgos

PROVINCIA:

Sánchez Carrión

DEPARTAMENTO:

La Libertad

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

NOVIEMBRE 2015