

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE PROCEDIMIENTOS NO LINEALES DEL PUENTE CHAMÁN KM. 701, EN EL DISTRITO DE CHEPÉN – PROVINCIA DE CHEPÉN – LA LIBERTAD”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS

AUTORES: Bach. BARROSO SANDOVAL, JEICK ENGELS

Bach. CARRILLO HUANCAJULCA, JOSE LUIS

ASESOR: Ing. CANCINO RODAS, CÉSAR LEONIDAS

TRUJILLO-PERÚ

2020

RESOLUCIÓN N° 01634-2019-FI-UPAO

**“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE PROCEDIMIENTOS NO
LINEALES DEL PUENTE CHAMÁN KM. 701, EN EL DISTRITO DE CHEPÉN
– PROVINCIA DE CHEPÉN – LA LIBERTAD”**

JURADO CALIFICADOR

.....
DR. ALANOCA QUENTA, ÁNGEL FREDY
CIP: 39009
PRESIDENTE

.....
ING. PÉRRIGO SARMIENTO, FÉLIX GILBERTO
CIP: 29401
SECRETARIO

.....
ING. REBAZA SÁNCHEZ, JAVIER EIREN
CIP: 75984
VOCAL

.....
ING. CANCINO RODAS, CÉSAR LEONIDAS
CIP: 77103
ASESOR

DEDICATORIA

A DIOS, por la fortaleza, sabiduría y paciencia que me brindo en toda mi formación académica y culminación de esta investigación.

A MIS PADRES, Herminio y Doris, por su apoyo, consejos, comprensión, y por ayudarme con los recursos necesarios para estudiar, aunque están lejos de mí, siempre estuvieron presentes en todo momento. Me han dado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, y las ganas conseguir mis objetivos.

A MIS HERMANOS, Milagros y Baruc, por siempre estar conmigo en cada momento, por sus consejos y experiencias que me sirvieron de mucho en mi formación

Bach. Barroso Sandoval, Jeick Engels

DEDICATORIA

A DIOS, por haberme guiado en el camino correcto y por ayudarme a superar cualquier obstáculo.

A MIS PADRES, José y Rosa, quienes han sido mi soporte emocional y espiritual en los momentos más difíciles, por haberme motivado a querer salir siempre adelante, por haberme inculcado valores y brindarme la oportunidad de tener la mejor educación para mi formación profesional.

A MI FAMILIA, en general, también por haberme motivado a seguir adelante en mi vida profesional.

Bach. Carrillo Huancajulca, Jose Luis

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradecemos a Dios, por habernos iluminado y guiado en el camino correcto.

Agradecemos a nuestros padres por habernos brindado su apoyo incondicional y moral, por haber dado su mayor esfuerzo para darnos la mejor formación profesional.

Agradecemos a nuestros docentes que nos compartieron sus conocimientos, consejos y experiencias que nos servirán para ser mejores profesionales.

Agradecemos a nuestros amigos que nos brindaron su apoyo en todo momento, por las amanecidas, por los momentos buenos y malos compartidos en la universidad.

Agradecemos a nuestro asesor Ing. Cancino Rodas, César Leonidas, por su asesoría y tiempo brindado para la realización de esta tesis.

Bach. Barroso Sandoval, Jeick Engels

Bach. Carrillo Huancajulca, Jose Luis

RESUMEN

En la presente investigación se analizó el nivel de desempeño sísmico del Puente Chamán km. 701, en el distrito de Chepén – provincia de Chepén – La Libertad, mediante el análisis estático no lineal (pushover), frente a sollicitaciones sísmicas; tomando en cuenta que, con este análisis se obtiene el comportamiento real de la estructura, por lo tanto, se pueden predecir los daños que sufrirá el puente después de ocurrido un sismo.

El análisis estático no lineal (pushover) consiste en aplicar un patrón de cargas a la estructura en una dirección en específico, que se incrementará hasta lograr el colapso de la estructura. Para la aplicación de este análisis en el Puente Chamán se utilizó el software CSI Bridge v21; y, además, se tomó principalmente como referencia los parámetros descritos en el Manual de Puentes MTC (2018), Manual de CALTRANS (2019), LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014).

Para el desarrollo de esta investigación se tuvo en cuenta las aceleraciones de la zona de estudio, que sirvió para graficar el espectro de diseño y determinar el desplazamiento de demanda para sismos raros y muy raros, con periodo de retorno de 475 y 1000 años, respectivamente. De otro lado, para determinar el desplazamiento de capacidad del puente, se tuvo en cuenta las propiedades del material (concreto, acero de refuerzo) y geometría del pilar. Se pudo determinar que el desplazamiento de demanda para sismos raros ($T_r= 475$ años) es 0.36 cm en el eje transversal y 6.75 cm en el eje longitudinal, mientras que, para sismos muy raros ($T_r= 1000$ años) es 0.43 cm en el eje transversal y 7.76 cm en el eje longitudinal. El desplazamiento de capacidad resultó 0.91 cm en el eje transversal y 6.68 cm en el eje longitudinal. En conclusión, el nivel de desempeño sísmico del Puente Chamán para sismos $T_r= 475$ años resultó dentro del estado límite de prevención de colapso, lo que nos indica que el puente presentará daños significativos no reparables, mientras que para sismos $T_r= 1000$ años resultó en el estado de colapso, lo que nos indica que el puente dejará de funcionar completamente.

Palabras clave: Análisis estático no lineal, pushover, sismo raro, sismo muy raro, capacidad, demanda.

ABSTRACT

In the present investigation, the level of seismic performance of the Chamán Bridge km. 701, in the district of Chepén - province of Chepén - La Libertad, by means of non-linear static analysis (pushover), in the face of seismic solicitations; taking into account that, with this analysis, the real behavior of the structure is obtained, therefore, the damage that the bridge will suffer after an earthquake can be predicted.

Nonlinear static analysis (pushover) consists of applying a load pattern to the structure in a specific direction, which will increase until the structure collapses. For the application of this analysis in the Shaman Bridge, the software CSI Bridge v21 was used; Furthermore, the parameters described in the MTC Bridge Manual (2018), CALTRANS Manual (2019), LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014) were taken as a reference.

For the development of this research, the accelerations of the study area were taken into account, which served to graph the design spectrum and determine the demand shift for rare and very rare earthquakes, with a return period of 475 and 1000 years, respectively. On the other hand, to determine the capacity displacement of the bridge, the properties of the material (concrete, reinforcing steel) and the geometry of the column were taken into account. It was possible to determine that the demand displacement for rare earthquakes ($T_r = 475$ years) is 0.36 cm in the transverse axis and 6.75 cm in the longitudinal axis, while, for very rare earthquakes ($T_r = 1000$ years) it is 0.43 cm in the transverse axis and 7.76 cm in the longitudinal axis. The capacity displacement was 0.91 cm in the transverse axis and 6.68 cm in the longitudinal axis. In conclusion, the level of seismic performance of the Chamán Bridge for earthquakes $T_r = 475$ years resulted within the limit state of collapse prevention, which indicates that the bridge will present significant non-repairable damage, while for earthquakes $T_r = 1000$ years it resulted in the state of collapse, which indicates that the bridge will stop working completely.

Keywords: Nonlinear static analysis, pushover, rare earthquake, very rare earthquake, capacity, demand.

PRESENTACION

Señores miembros del jurado:

De conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Escuela profesional de Ingeniería Civil, ponemos a vuestra disposición el presente trabajo de suficiencia profesional titulado: **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE PROCEDIMIENTOS NO LINEALES DEL PUENTE CHAMÁN KM. 701, EN EL DISTRITO DE CHEPÉN – PROVINCIA DE CHEPÉN – LA LIBERTAD”**

El desarrollo del presente trabajo de investigación ha sido elaborado a base de los conocimientos adquiridos durante nuestra formación profesional, con recomendaciones de profesionales expertos y con información obtenida de otras investigaciones.

Consideramos señores miembros del jurado que con vuestras sugerencias y recomendaciones este trabajo de investigación pueda mejorarse y contribuir a la difusión de la investigación de nuestra Universidad.

Bach. Barroso Sandoval, Jeick Engels
Bach. Carrillo Huancajulca, Jose Luis

ÍNDICE DE CONTENIDOS

	Pág
DEDICATORIA	I
DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
RESUMEN	IV
ABSTRACT	V
PRESENTACION	VI
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Problema de la investigación	1
1.1.1. Descripción de la realidad problemática	1
1.1.2. Formulación del problema	3
1.2. Objetivos de la investigación	3
1.2.1. Objetivo General	3
1.2.2. Objetivos Específicos	3
1.3. Justificación de la investigación	3
II. MARCO DE REFERENCIA	4
2.1. Antecedentes del estudio	4
2.1.1. Antecedentes Internacionales	4
2.1.2. Antecedentes Nacionales	6
2.2. Marco Teórico	13
2.2.1. Generalidades del puente	13
2.2.1.1. ¿Qué es un puente?	13
2.2.1.2. Clasificación de puentes	13
2.2.1.3. Diseño sísmico	15
2.2.2. Métodos de diseño sísmico	20
2.2.2.1. Método basado en fuerzas (FBM)	20
2.2.2.2. Método basado en desplazamientos (DBM)	22
2.2.2.3. Comparación de los dos métodos de diseño	24
2.2.3. Peligro sísmico	25
2.2.3.1. Antecedentes de eventos sísmicos en puentes	25
2.2.3.2. Zonificación sísmica	31
2.2.3.3. Determinación del peligro sísmico	31

2.2.3.4.	Efectos de sitio	32
2.2.3.5.	Factores de sitio	33
2.2.3.6.	Espectro de diseño sísmico	34
2.2.3.7.	Categoría de diseño sísmico	36
2.2.3.8.	Selección del Método de Análisis Sísmico	39
2.2.4.	Propiedades del material	41
2.2.4.1.	Concreto armado:	41
2.2.4.2.	Acero de refuerzo	44
2.2.5.	Propiedades geométricas	47
2.2.5.1.	Diagrama momento curvatura	47
2.2.5.1.	Rótulas plásticas	49
2.2.6.	Análisis estático no lineal (pushover)	52
2.2.6.1.	Casos y patrones de carga para un análisis pushover	54
2.2.6.2.	Análisis y verificación de la curva de capacidad.	57
2.2.6.3.	Aplicabilidad del Análisis Pushover en Puentes	58
2.2.6.4.	Nivel de desempeño	60
2.2.6.5.	Nivel de amenaza sísmica	62
2.3.	Marco Conceptual	63
2.4.	Hipótesis	65
2.5.	Variables	65
III. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN		66
3.1.	Tipo y nivel de investigación	66
3.2.	Población y muestra de estudio	66
3.3.	Diseño de investigación	66
3.4.	Técnicas e instrumentos de investigación	67
3.5.	Procesamiento y análisis de datos	67
IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS		68
4.1.	Propuesta de investigación	68
4.2.	Análisis e interpretación de resultados	69
4.2.1.	Ubicación	69
4.2.2.	Descripción	70
4.2.3.	Espectro de diseño	74
4.2.4.	Metrado de cargas	80
4.2.5.	Categoría de diseño sísmico	82

4.2.6.	Selección del método de análisis sísmico.	82
4.2.7.	Modelo del puente	83
4.2.8.	Análisis no lineal de la estructura:	84
4.2.9.	Longitud de plasticidad:	88
4.2.10.	Curva de capacidad	90
4.2.11.	Relación demanda/capacidad	91
4.2.12.	Estados límites de desempeño sísmico	92
4.3.	Contrastación de hipótesis	94
	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	95
	CONCLUSIONES	96
	RECOMENDACIONES	97
	BIBLIOGRAFÍA	98
	ANEXOS	100

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág
Tabla 1: Pasos para el Método basado en fuerzas.	22
Tabla 2: Pasos para el Método basado en Desplazamientos.....	23
Tabla 3: Relacion entre los avances con la ocurrencia de terremotos dañinos.	30
Tabla 4: Clases de sitio para diferentes tipos de suelo.	32
Tabla 5: Valores de Fpga en función de la clase de sitio y aceleración del suelo pico.....	33
Tabla 6: Valores del Fa en función de la clase de sitio y aceleración del suelo a 0.2 seg.....	34
Tabla 7: Valores del Fv en función de la clase de sitio y aceleración del suelo a 1.0 seg.....	34
Tabla 8: Categoría de Diseño sísmico.....	37
Tabla 9: Requisitos de diseño para cada categoría de diseño sísmico.	37
Tabla 10: Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos.....	39
Tabla 11: Requisitos para que un puente sea considerado regular	40
Tabla 12: Operacionalización de variables.....	65
Tabla 13: Parámetros para el diseño del espectro de diseño para un periodo de retorno de 475 años.	76
Tabla 14: Parámetros para el diseño del espectro de diseño para un periodo de retorno de 1000 años.	79
Tabla 15: Tabla de volúmenes en tramo de sección curva en el tablero con vigas T.	80
Tabla 16: Resumen de las propiedades seccionales de los elementos del puente.	84
Tabla 17: Resumen de los Desplazamientos máximos para los diferentes sismos de análisis	91

INDICE DE IMÁGENES

	Pág
Imagen 1: Desempeño elástico	16
Imagen 2: Cedencia inelástico	17
Imagen 3: Desplazamientos máximos elásticos e inelásticos	17
Imagen 4: Implicaciones de costos del diseño basado en el desempeño	19
Imagen 5: Cálculo del nivel de fuerza de diseño y la demanda de desplazamiento en un método basado en la fuerza.	21
Imagen 6: Cálculo del nivel de fuerza de diseño y la demanda de desplazamiento en el método basado en desplazamiento	24
Imagen 7: Colapso de puentes debido a longitud de soporte insuficiente. Nigata 1964; San Fernando 1971; San Francisco 1989; Chile 2010.	26
Imagen 8: Daños en la superestructura debido a una ruta de carga inadecuada. Northridge 1994; Niscually 2001; Kobe 1995; Chile 2010.	27
Imagen 9: Daños en la columna y muro debido a la falta de detalles dúctiles. San Fernando 1971; Loma Prieta 1989; Taiwán 1991.	28
Imagen 10: Daño estructural debido a la falla de suelo. Loma Prieta 1989; Taiwán 1991; Chile 2010.	29
Imagen 11: Mapa de zonificación sísmica en el territorio peruano.	31
Imagen 12: Espectro de Diseño sísmico	35
Imagen 13: Curva de esfuerzo-deformación para concreto confinado, según Mander (1988).	41
Imagen 14: Curva de esfuerzo-deformación para concreto no confinado, según Mander (1988).	43
Imagen 15: Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.	45
Imagen 16: Idealización de curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo: (a) Modelo elástico perfectamente plástico, (b) Modelo trilineal y (c) Modelo de curva completa.	46
Imagen 17: Diagrama de momento curvatura.	48
Imagen 18: Diagrama de momento curvatura: (a) Análisis estático y (b) Análisis dinámico.	49
Imagen 19: Diagrama de fuerza-deformación de las rótulas plásticas	53

Imagen 20: Capacidad de desplazamiento local de una columna en voladizo típica con base empotrada	53
Imagen 21: Capacidad de desplazamiento local de una columna fija típica.....	54
Imagen 22: Masas tributarias de pilares.....	56
Imagen 23: Patrón de carga para el análisis pushover.	57
Imagen 24: Curva de capacidad de análisis pushover	58
Imagen 25: Esquema de diseño de investigación	66
Imagen 26: Capacidad de desplazamiento del pilar en el eje transversal	68
Imagen 27: Ubicación del Puente Chaman.	69
Imagen 28: Vista longitudinal del Puente Chaman.	70
Imagen 29: Vista en planta del Puente Chaman.	70
Imagen 30: Vigas diafragmas de la superestructura.	71
Imagen 31: Vista transversal de la superestructura.	72
Imagen 32: Elevación Frontal y Lateral de la Subestructura.	73
Imagen 33: Espectro de diseño para un $T_r= 475$ años.....	76
Imagen 34: Espectro de diseño para un $T_r= 1000$ años.....	79
Imagen 35: Modelo del puente con $L= 67m$	83
Imagen 36: Concreto Confinado según Mander para un concreto $f'_c=175kg/cm^2$	85
Imagen 37: Concreto No-Confinado según Mander para un concreto $f'_c=175kg/cm^2$	85
Imagen 38: Diagrama de esfuerzo vs deformación del acero Grado 60.....	86
Imagen 39: Diagrama de iteración del pilar, para el ángulo de $0^\circ-180^\circ$	86
Imagen 40: Diagrama de iteración del pilar, para el ángulo de $90^\circ - 270^\circ$	87
Imagen 41: Diagrama de $M-\phi$ real e idealizado (bilineal).....	87
Imagen 42: Ubicación de la Rotula Plástica	89
Imagen 43: Curva de capacidad transversal (en Ton, cm)	90
Imagen 44: Curva de capacidad longitudinal (en Ton, cm)	90
Imagen 45: Estados limites en la dirección transversal para un $T_r= 475$ años. 92	
Imagen 46: Estados limites en la dirección longitudinal para un $T_r= 475$ años 92	
Imagen 47: Estados limites en la dirección transversal para un $T_r= 1000$ años	93
Imagen 48: Estados limites en la dirección longitudinal para un $T_r= 1000$ años	93

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Problema de la investigación

1.1.1. Descripción de la realidad problemática

Los puentes son estructuras diseñadas con la finalidad de conectar dos puntos, de modo tal que garantice la transitabilidad de vehículos y así mejorar la conexión entre ciudades, pueblos, caseríos, etc. Muchas de estas estructuras resultan afectadas por diferentes factores, resaltando, entre otros, los efectos de acción sísmica. Y generalmente se han construido muchos tipos de puentes sin tomar en cuenta una adecuada filosofía de diseño sismorresistente.

En años anteriores, para aplicar un análisis no lineal a un puente, la forma más común era resolver un modelo lineal equivalente con propiedades linealizadas equivalentes, por lo que el nivel de conservatismo era desconocido. Actualmente, se conoce de diferentes métodos de análisis no lineal, entre ellos el análisis estático no lineal (pushover) que sirve para determinar el comportamiento real de la estructura ante sismos.

Cabe resaltar que, en nuestro país no se toma importancia a procedimientos de análisis no lineal en puentes para determinar el desempeño sísmico ante solicitaciones de cargas. Como sabemos, en el Perú existen gran cantidad de puentes que fueron diseñados y construidos en zonas altamente sísmicas, los cuales no reciben un adecuado mantenimiento a pesar que la mayoría presentan más de 50 años de antigüedad. Debido a estas causas existe una gran incertidumbre saber si el puente se encuentra en condiciones de servicio frente a la acción de un sismo, incrementando el nivel de probabilidad de colapso.

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, el 15% de puentes en carreteras no concesionados a nivel nacional se encuentran en un estado óptimo, no obstante, existe gran cantidad de puentes que se encuentran en un estado de regular a malo.

En particular, el puente Chamán está ubicado en el km. 701 del distrito de Chepén, provincia de Chepén, La Libertad, en la

Panamericana Norte (tramo Chepén - Chiclayo) siendo una de las vías de acceso entre los departamentos de La Libertad y Lambayeque, y teniendo una antigüedad aproximada de 35 años. Según el Gobierno Regional de La Libertad, el puente Chamán ha sido considerado uno de los 5 puentes más vulnerables a colapsar en la región, tomando en cuenta diferentes factores como: Las normas bajo las que fue diseñado, las cuales no contaron con procedimientos de análisis del desempeño sísmico, además de la zona altamente sísmica en la que se encuentra, de acuerdo a la norma E030. Entre otros factores se tiene: El aumento del volumen del tráfico vehicular, intemperismo, crecida del río Loco del Chamán, falta de mantenimiento por parte de las autoridades competentes, etc.

Así, dicho puente se ha caracterizado por ser de vital importancia para la conexión entre los departamentos de La Libertad y Lambayeque, por lo que un posible colapso de la estructura dejaría incomunicadas a varias ciudades del norte. Las poblaciones más afectadas serían las provincias de Chepén y Chiclayo, las cuales cuentan con un total de 78,418 y 799,675 habitantes, respectivamente, según el INEI en el último censo realizado en el año 2017.

1.1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico del Puente Chamán km. 701, en el distrito de Chepén – provincia de Chepén – La Libertad, mediante el análisis estático no lineal (pushover), frente a sollicitaciones sísmicas?

1.2. Objetivos de la investigación

1.2.1. Objetivo General

Analizar el nivel de desempeño sísmico del Puente Chamán km. 701, en el distrito de Chepén – provincia de Chepén – La Libertad, mediante el análisis estático no lineal (pushover), frente a sollicitaciones sísmicas.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Hallar la categoría de diseño sísmico del Puente Chamán, para sismos con periodo de retorno de 475 y 1000 años.
- Determinar el desplazamiento de demanda sísmica transversal y longitudinal del Puente Chamán.
- Determinar la capacidad de desplazamiento transversal y longitudinal del Puente Chamán.
- Determinar la relación de demanda/capacidad transversal y longitudinal del Puente Chamán.
- Determinar el nivel de desempeño sísmico del Puente Chamán, para sismos con periodo de retorno de 475 y 1000 años.

1.3. Justificación de la investigación

Justificación académica: La presente investigación tiene como fin ampliar los conocimientos en el estudio de análisis de desempeño sísmico a puentes de concreto armado bajo la acción de sollicitaciones sísmicas, aplicando procedimientos de análisis no lineal.

Justificación social: Es de vital importancia realizar un estudio riguroso en cuanto a efectos sísmicos del Puente Chamán, ya que dicha estructura es una de las vías de acceso ubicada en la Panamericana Norte que permite la transitabilidad de los usuarios, además de un gran

movimiento económico e interconexión entre las ciudades de Chepén y Chiclayo, y por consiguiente los departamentos de La Libertad y Lambayeque. Por lo tanto, la preservación del puente garantiza a los pobladores el acceso y comercialización de bienes y servicios.

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1. Antecedentes del estudio

2.1.1. Antecedentes Internacionales

- ✓ **Cabrera Venegas, Rodrigo (2018) en su tesis para optar el título de Ingeniero Civil titulada “Desempeño sísmico en puentes de hormigón armado en Chile” de la Universidad Técnica Federico Santa María, mencionó que:**

“Dado el contexto de actividad sísmica en el país, evaluar el desempeño sísmico de los puentes debiese ser parte del proceso de diseño. Sin embargo, hasta la fecha eso no es efectivo. Para lograr implementar esta metodología es necesario considerar que los puentes de hormigón armado incursionan en el rango no lineal ante cargas sísmicas, en consecuencia, los métodos no lineales de análisis entregan una herramienta que permite una adecuada caracterización del fenómeno”.

“El objetivo principal consistió en estudiar el nivel de desempeño de puentes de hormigón armado mediante análisis no lineal estático pushover, para ello como parámetro de entrada se determina estudiar tres puentes diseñados para operar en carreteras chilenas con diferentes características, considerando un puente diseñado utilizando criterios sísmicos posteriores a terremoto del Maule, otro anterior al terremoto (2009) y finalmente un puente que haya presentado fallas en este evento”.

“La metodología implementada se basó en un análisis no lineal estático mediante un modelo computacional de elementos finitos desarrollado en el programa SAP2000 v19;

este tipo de análisis capturó la capacidad de la estructura mediante leyes constitutivas de materiales, compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas. Se caracterizó el desempeño sísmico considerando estados límites en el estado del arte”.

Finalmente, las conclusiones fueron:

- “Desde el presente estudio se desprende que, para todos los puentes en análisis, los apoyos elastoméricos presentan un desempeño sísmico no acorde con los criterios de normativas nacionales e internacionales, esto se concluye debido a que no se cumple con la filosofía de diseño planteada por AASHTO y por el Manual de Carreteras, en donde para terremotos severos el puente no debe colapsar. Identificando los espectros con mayor PGA y $S_a(T)$ como sismos severos, se observa que estos generan deformaciones superiores al límite asociado al colapso (LS4)”.
- “Para poder concluir acerca del colapso de uno de los puentes analizados, es necesario un análisis no lineal tiempo-historia que incluya el registro sísmico y la degradación de materiales debido a los ciclos de histéresis, entre otras variables”.
- “Al considerar el espectro de diseño del Manual de Carreteras como un espectro de diseño de intensidad moderada, es posible observar que los puentes cumplen con el objetivo de desempeño para sismos de intensidad moderada”.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

- ✓ **Chancha Calderón, Julio (2018)** en su tesis para optar el título de Ingeniero Civil titulada “*Evaluación del desempeño estructural mediante procedimiento no lineales en puentes de concreto reforzado*” de la Universidad Nacional de Huancavelica, mencionó lo siguiente:

“Desde hace muchos años los puentes alrededor del mundo han sufrido daños y muchas veces el colapso de los mismos debido a la acción de los sismos que han azotado a diversas ciudades y países en todo el planeta. El problema de su comportamiento según estudios realizados se debe a las filosofías de diseño adoptadas en conjunto con la falta de importancia a los detalles de diseño, lo cual incrementa la discusión acerca de la filosofía de diseño sísmico”.

“El objetivo principal de la investigación se basó en evaluar el desempeño de la estructura en puentes de concreto reforzado a través de una metodología de análisis no lineal con procedimientos pretendidos primordialmente para estimar la demanda sísmica en componentes críticos del puente y los sistemas”.

“La metodología propuesta fue en base al análisis pushover que es un procedimiento no lineal estático en el que la magnitud de la carga estructural se incrementa de acuerdo con un patrón de carga de referencia predefinido, y el análisis de la historia del tiempo no lineal que explica las no linealidades o la degradación de la resistencia de diferentes elementos del puente, así como el patrón de carga o la intensidad del movimiento en el suelo y las características utilizadas durante un análisis dinámico no lineal”.

Finalmente, las conclusiones fueron:

- “Mediante el análisis Pushover se obtuvo fuerza cortante eje X de 63.25tn y un desplazamiento de 11.73cm y en el eje Y con una cortante de 152.33tn y un desplazamiento de 5.53cm”.
 - “El grado de vulnerabilidad del puente en estudio, dentro del sitio donde está ubicado la estructura para un $t_r=1000$ años es de ocupación inmediata en el eje Y, y seguridad de vida en el eje X, por lo tanto, el puente no colapsa, pero tiene daños reparables”.
 - “Para el método tiempo historia se requieren al menos 3 historiales del tiempo de aceleración que hayan ocurrido en el lugar de estudio, si no se cuenta con historiales de tiempo en el lugar se crearán 5 acelerogramas sintéticos que se ajusten al espectro de respuesta elástica”.
- ✓ **Córdova de la Cruz, Jeffer (2018) en su tesis para optar el título de Ingeniero Civil titulada “*Evaluación de la vulnerabilidad del puente Nochoz ante solicitaciones sísmicas en el distrito de Puerto Bermúdez, de la provincia de Oxapampa – región Pasco - 2018*” de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, mencionó lo siguiente:**

“El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra (Cinturón de fuego del Pacífico), por lo tanto, está expuesto a este peligro (...) De otro lado, el puente Nochoz se encuentra como único medio que une los distritos de Villa Rica, Puerto Bermúdez y Ciudad Constitución. En cuanto a su antigüedad, este puente fue construido hace más de 30 años por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, con un diseño concebido bajo normas ya no vigentes al día de hoy. En los que establecen cargas de diseño inferiores a las exigidas actualmente”.

“El objetivo principal de la investigación fue evaluar la vulnerabilidad ante solicitaciones sísmicas mediante métodos cualitativos y cuasi experimentales del puente Nochoz, que es una estructura de 30 años de antigüedad de concreto armado de 50 metros luz, dividido en dos tramos por un pilar central tipo muro”.

“La metodología propuesta se dividió en dos partes: la primera parte consistió en determinar el índice de vulnerabilidad del puente, en base a la evaluación de nueve parámetros a los que se asignó un coeficiente de acuerdo a las características del puente y mediante los cuales se obtuvo un indicador de la vulnerabilidad del puente, que representará si el puente es o no vulnerable. La segunda parte se aplicó el método del espectro de capacidad, debiendo hallar la curva de capacidad mediante un análisis estático no lineal, que se convirtió en un espectro de capacidad, así mismo se determinó los espectros de demanda para cada estado límite de la estructura, y mediante la intersección de estos se calculó los desplazamientos máximos”.

Finalmente, las conclusiones fueron:

- “Se determinó que el puente Nochoz es vulnerable ante las solicitaciones que genera unos sismos raros con un periodo de retorno de 474 años, que corresponde a un estado límite de seguridad y por consiguiente es vulnerable a sismos superiores”.
- “El puente Nochoz es capaz de soportar sismos frecuentes y ocasionales con periodos de retorno de 72 y 225 años respectivamente, siendo este último el que corresponde a un estado límite de control de daño, que ocasiona que el comportamiento del puente se encuentre casi al límite del rango elástico”.
- “Los desplazamientos del puente para sismos frecuentes y ocasionales son aceptables, y se prevé que tendrán un

efecto mínimo mientras que para sismos raros, muy raros e inclusive para el sismo de diseño, los desplazamientos superarán a los permisibles ocasionando la falla del puente y su colapso”.

- ✓ **Aronés Villavicencio, Álvaro & Cortés Anderson, Carlos (2018) en su tesis para optar el título de Ingeniero Civil titulada “Evaluación estructural del puente Huaracane con las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2012 y Norma Técnica Peruana Sismorresistente E.030 2016” de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, mencionaron lo siguiente:**

“En la actualidad, en el Perú no se cuenta con una norma actualizada para el diseño de puentes en concreto armado. Como guía, muchos ingenieros utilizan el libro “Manual de Diseño de Puentes” elaborado por la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, aprobado por Resolución Ministerial N° 589-2003-MTC/02 del 31 de julio del 2003, que se encuentra vigente hasta la actualidad”.

“El objetivo principal se orientó a evaluar un puente de concreto armado con las normas y guías pertinentes actuales y contrastar el diseño resultante con el obtenido en el análisis del puente con las normas vigentes en la época en que se construyó (Standard Specifications for Highway Bridges AASHTO 1996, DGCF). En base a los momentos, fuerzas de flexión y corte, derivadas que se obtienen en base a la capacidad actual del puente”.

“Se realizó un estudio de las normas AASHTO LRFD 2012, Manual de Diseño de Puentes del MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES y Norma E-030 de Diseño Sismorresistente 2016. Además, se realizó la evaluación concerniente al diseño de un puente de concreto

armado de dos tramos, a manera de ejemplo. El puente evaluado fue el Huaracane, ubicado en Moquegua, diseñado en el 2008, bajo las normas AASHTO Standard”.

Finalmente, las conclusiones fueron:

- “Se compararon los desplazamientos obtenidos del análisis sísmico del puente con el máximo permisible según el AASHTO LRFD 2012. El documento mencionado presenta una ecuación: $N = (200 + 0.0017 \times L + 0.0067 \times H) (1 + 0.000125 \times S^2)$ con la cual se determina el desplazamiento máximo permitido. Los desplazamientos máximos obtenidos en la evaluación sísmica fueron de 54 mm y 53 mm para el estribo y pilar respectivamente. Tales valores corresponden a la dirección X. El desplazamiento máximo permitido obtenido con la ecuación presentada por el AASHTO LRFD 2012 es de 323 mm. Por lo tanto, se cumple con lo establecido en la norma mencionada”.
- “La norma peruana E.030 2016 y la norma internacional AASHTO LRFD 2012 otorgan lineamientos de diseño en el rango elástico conservadores. El código de diseño estructural ATC-40 brinda una guía de diseño pensada para el rango no-lineal, con lo cual exige un mayor grado de seguridad ante sollicitaciones sísmicas. Al comparar los resultados mediante las normativas empleadas en la presente tesis con los resultados obtenidos a través del ATC-40 observamos una adecuada similitud. Con eso se puede concluir que las normativas consideradas en la tesis ofrecen un amplio grado de seguridad ante esfuerzos sísmicos. Asimismo, se asegura que el puente se mantenga operacional luego de un evento sísmico”.
- “De acuerdo a la evaluación por desempeño con código ATC-40 del puente Huaracane, tiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata.”

- ✓ **Vargas Bejarano, Cesar (2017)** en su tesis para optar el título de Magister en Ingeniero Civil titulada “*Evaluación del desempeño sísmico de puentes continuos*” de la Pontificia Universidad Católica del Perú, mencionó lo siguiente:

“Los puentes son estructuras necesarias para la comunicación de ciudades y su falla ante sismos conllevaría al aislamiento de las mismas. Por ello la necesidad de evaluar puentes existentes hace que hoy se dispongan de una diversidad de métodos con el fin de determinar su vulnerabilidad ante sismos. Es así que, las variables que intervienen en la evaluación sísmica no son valores determinísticos sino más bien variables aleatorias. Es por ello que tomar en cuenta esa variabilidad en la evaluación estructural es fundamental”.

“El objetivo principal se basó en contribuir con el desarrollo de metodologías para la evaluación del desempeño de dos puentes existentes.”

“En este estudio se trabajaron dos métodos, los cuales fueron el análisis dinámico incremental y simulación de Montecarlo usando redes neuronales artificiales para la generación de curvas de fragilidad. El primer método abarcó conceptos tanto de estadística descriptiva como inferencial. Así se presentan histogramas, frecuencias relativas acumuladas, valores de centralización, dispersión, etc; mientras que para el segundo método se tomó la muestra de manera aleatoria, debido a esto para obtener resultados confiables se necesitan muchas simulaciones que conllevaría a un costo numérico muy alto. Por ello se usó las redes neuronales artificiales como “reemplazo” del modelo estructural no lineal. Para lograr esto la red se “entrenó” con una base de datos del modelo estructural”.

Finalmente, las conclusiones fueron:

- “Según los resultados del análisis dinámico incremental los dos puentes muestran que para sismos frecuentes y ocasionales la estructura se encuentra en la zona de servicio. Para sismos raros la estructura algunas veces ingresa a la zona de control de daños con cierta probabilidad, pero en ningún caso para ese nivel de peligro ingresa a la zona de límite de seguridad”.
- “Para sismos muy raros las estructuras alcanzan solo la zona de límite de seguridad, pero en ningún caso llegan a la zona de prevención de colapso. Remarcando que solo el puente 1 en la dirección Y alcanza la zona de límite de seguridad”.
- “Con respecto a la comparación de métodos para sismos raros el puente 1 en la dirección Y el análisis pushover arroja un desplazamiento de desempeño de 10.60cm, mientras el análisis tiempo historia, según la norma E030, arroja que ese desplazamiento tiene una probabilidad de ser excedido de 45%. El análisis con IDA da un porcentaje de excedencia de 49%”.

2.2. Marco Teórico

2.2.1. Generalidades del puente

2.2.1.1. ¿Qué es un puente?

Es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía. Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos contruidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados. (Rodriguez Serquén, 2017)

Constan fundamentalmente de dos partes:

a) La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos.

b) La infraestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos. (Rodriguez Serquén, 2017)

2.2.1.2. Clasificación de puentes

Los puentes se clasifican de diferentes maneras, entre otros:

a. Según la Naturaleza de la Vía Soportada

Se distinguen puentes para carretera, para ferrocarril, para trenes eléctricos de pasajeros, para acueductos, puentes para peatones y los puentes para aviones que existen en los aeropuertos; también existen puentes de uso múltiple. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

b. Según el material

Existen puentes de piedra, madera, sogas, hierro, acero, concreto armado, concreto pre-esforzado, y últimamente de materiales compuestos (fibras de vidrio, fibras de carbón,

etc.). La clasificación se hace considerando el material constitutivo de los elementos portantes principales. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

c. Según el sistema estructural

Los puentes se clasifican en las siguientes tres grandes categorías: los puentes tipo viga, los puentes tipo arco, y los puentes suspendidos.

- Los Puentes Tipo Viga

Pueden ser de tramos simplemente apoyados, tramos isostáticos tipo gerber o cantiléver, tramos hiperestáticos o continuos. En los puentes tipo viga, el elemento portante principal está sometido fundamentalmente a esfuerzos de flexión y cortante. Los puentes tipo losa se clasifican dentro de los puentes tipo viga, a pesar que el comportamiento de una losa es diferente al de una viga o conjunto de viga. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

- Los Puentes en Arco

Pueden ser de muy diversas formas, de tablero superior, de tablero intermedio y de tablero inferior, de tímpano ligero o de tímpano relleno o tipo bóveda.

Los puentes pórtico pueden ser considerados un caso particular de los puentes tipo arco, existen con columnas verticales y con columnas inclinadas. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

- Los Puentes Suspendidos

Pueden ser colgantes, atirantados o una combinación de ambos sistemas. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

d. Clasificación para fines de diseño sísmico

Para fines del diseño sísmico de los puentes, el Propietario deberá clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

- Puentes Críticos,
- Puentes Escenciales, u

Otros puentes

- Puentes Esenciales

Son aquellos puentes que deberían, como mínimo, estar abiertos para vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño, con un periodo de retorno de 1000 años. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

- Puentes Críticos

Son aquellos puentes que deben permanecer abiertos para el tránsito de todo tipo de vehículos después del sismo de diseño y deben poder ser utilizados por vehículos de emergencia para propósitos de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un gran sismo, por ejemplo, un evento de periodo de retorno de 2500 años. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

- Otros Puentes

Los puentes que no son Críticos ni Esenciales. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

2.2.1.3. Diseño sísmico

Filosofía de diseño sísmico de puentes

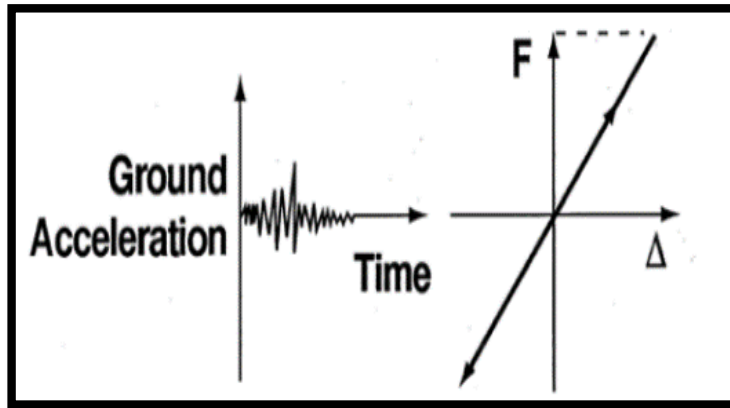
La filosofía actual de AASHTO para el diseño sísmico tiene sus raíces en las respuestas a tres preguntas fundamentales:

1. ¿Es posible diseñar un puente para que no sufra daños durante un terremoto de moderado a fuerte, como se hace con el viento, el frenado y otras cargas laterales?

La respuesta no es de manera económica. Para evitar daños, el puente debe responder elásticamente y, como resultado, se desarrollarán grandes fuerzas en las columnas y cimientos (Imagen 5). En todas las regiones sísmicas, excepto en las más bajas, estas fuerzas serán demasiado grandes para ser resistidas económicamente. Además, existe una pequeña pero significativa posibilidad de que un

terremoto más grande que el terremoto de diseño ocurrirá durante la vida útil del puente y produzca fuerzas aún mayores. (FHWA, 2014)

Imagen 1: Desempeño elástico.

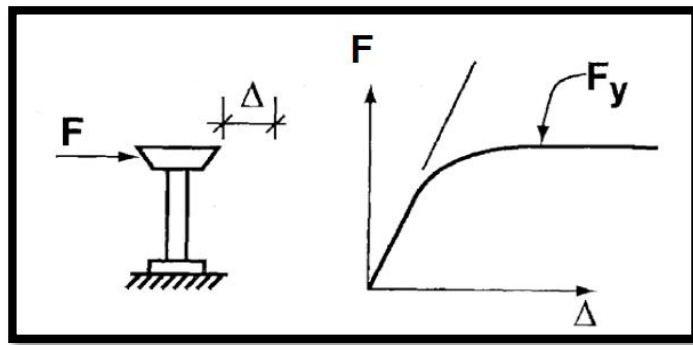


Fuente: LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014).

2. ¿Cómo se pueden diseñar los puentes para permitir daños y permanecer seguros?

Los puentes pueden construirse para comportarse de manera dúctil bajo grandes cargas sísmicas (Imagen 6). Estos modos de daño dúctil generalmente implican el desempeño de varios elementos estructurales y la correspondiente deformación plástica en estos elementos. Una vez que se produce el desempeño, las fuerzas en el puente no pueden exceder las que producen los elementos, incluso durante terremotos muy grandes. Esta acción tipo fusible se puede lograr de manera segura y evitar el colapso si los elementos están diseñados y detallados para las deformaciones plásticas asociadas. Este es un concepto muy poderoso, ya que pone un límite a las fuerzas que deben considerarse en el diseño, desde las conexiones hasta los cimientos, incluso para los grandes terremotos. (FHWA, 2014)

Imagen 2: Cedencia inelástico.

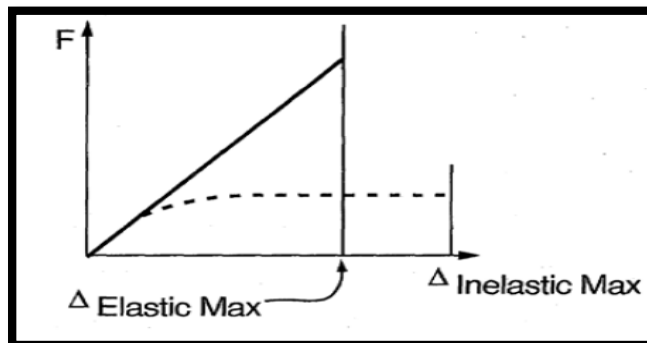


Fuente: *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014)*.

3. ¿Cómo puede analizarse un puente que cede bajo cargas dinámicas sin costo y esfuerzo indebidos?

De muchos análisis rigurosos de la historia del tiempo de las estructuras en cedencia, la experiencia ha demostrado que las técnicas de análisis elástico convencionales pueden usarse para predecir adecuadamente los desplazamientos máximos en un puente. En otras palabras, resulta que, para muchos puentes comunes, los desplazamientos que suponen un comportamiento elástico son aproximadamente los mismos que para un puente que cede, es decir, $\Delta_{\text{Inelastic Max}} = \Delta_{\text{Elastic Max}}$ en la Imagen 3. Para algunos puentes rígidos, la estructura en cedencia tiende a experimentar desplazamientos más grandes y los factores de ajuste están disponibles para corregir este efecto. (FHWA, 2014)

Imagen 3: Desplazamientos máximos elásticos e inelásticos.



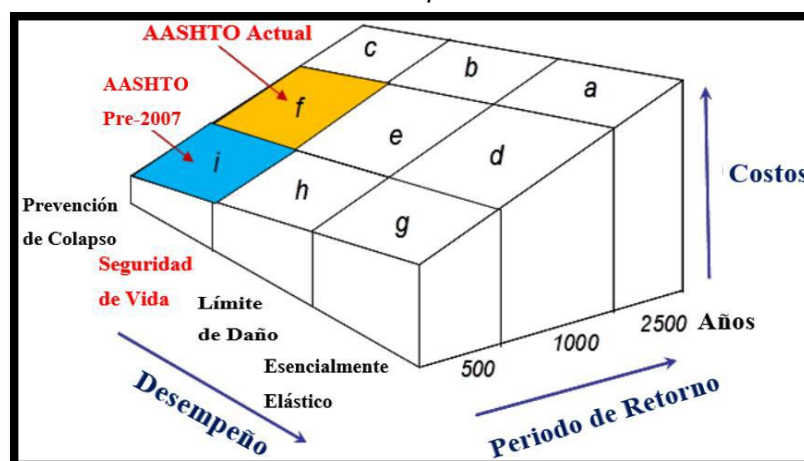
Fuente: *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014)*.

La exposición al temblor de terremotos de moderados a grandes no debe causar el colapso de todo o parte del puente. Sin embargo, se acepta el daño siempre que sea de naturaleza dúctil, fácilmente detectable y accesible para inspección y reparación posterior si es necesario. (FHWA, 2014)

Esta es esencialmente una filosofía de "no colapso" para el diseño sísmico y ha sido adoptada por muchas agencias estatales y federales, no solo para puentes sino también para edificios públicos y privados. Se cree que el "no colapso" asegurará la "seguridad de la vida", que es un objetivo fundamental de los códigos estructurales. (FHWA, 2014)

Sin embargo, a pesar del hecho de que no colapsarán los tramos, el puente puede dañarse hasta el punto de no ser utilizable incluso por los vehículos de emergencia, y los costos de reparación pueden exceder el costo de un nuevo puente. Esto puede ser indeseable para ciertas clases de puentes, como los que son de importancia crítica. Como consecuencia, se han desarrollado metodologías de diseño basado en el desempeño que aseguran niveles de desempeño más altos a discreción del propietario. Como se muestra en la Imagen 4, el costo inicial de un puente diseñado para un nivel de desempeño más alto que la prevención de colapso (recuadro 'f') puede ser significativo, en particular para los terremotos con períodos de retorno más largos (recuadro 'a'). Pero el incremento en el costo puede ser pequeño en comparación con los costos de reparación / reemplazo y las pérdidas de la sociedad / empresa durante el cierre, si el terremoto de diseño ocurre durante la vida útil del puente (compare las casillas "f" y "d"). (FHWA, 2014)

Imagen 4: Implicaciones de costos del diseño basado en el desempeño.



Fuente: LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014).

Procedimiento para el diseño sísmico

El proceso de diseño sísmico es esencialmente un proceso de tres partes: primero, decida el nivel de desempeño requerido durante el terremoto de diseño (para la mayoría de los puentes, este será el requisito de "no colapso"); segundo, calcule la demanda que el terremoto de diseño coloca en el puente; y tercero, asegúrese de que el puente tenga la capacidad de soportar esta demanda y satisfacer el nivel de desempeño requerido (por ejemplo, "sin colapso"). La hoja de ruta para el diseño sísmico de un puente es, por lo tanto, la siguiente (FHWA, 2014):

PARTE A: DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO

Paso 1: Determine el nivel de desempeño requerido en consulta con el Propietario. En la mayoría de los casos, esto simplemente será el requisito de "prevención de colapso". (FHWA, 2014)

PARTE B: ANÁLISIS DE LA DEMANDA

Paso 2: Determine las cargas sísmicas en el sitio del puente, ya sea a partir de mapas nacionales de coeficientes de

diseño o un ejercicio de evaluación de riesgo sísmico específico del sitio.

Paso 3: Determine las condiciones del suelo en el sitio y modifique las cargas sísmicas en consecuencia.

Paso 4: Analice el puente para las cargas dadas utilizando uno de varios métodos dinámicos elásticos posibles elegidos de acuerdo con la complejidad del puente. Como mínimo, obtener valores máximos para fuerzas y desplazamientos. Realice este análisis en cada una de las dos direcciones ortogonales y combine los resultados para obtener valores para usar en el diseño. (FHWA, 2014)

PARTE C: DISEÑO DE CAPACIDAD

Paso 5: Seleccione las ubicaciones en el puente donde se permitirá el desempeño, es decir, seleccione el mecanismo de articulación plásticas.

Paso 6: Diseñe elementos que produzcan una capacidad superior a la demanda del Paso 4 sin degradación. Detalle estos lugares para la ductilidad.

Paso 7: Verifique la trayectoria de carga a través del puente y proteja todos los componentes (excepto los elementos que se rinden) contra daños. Este paso se conoce como "protección de capacidad". (FHWA, 2014)

2.2.2. Métodos de diseño sísmico

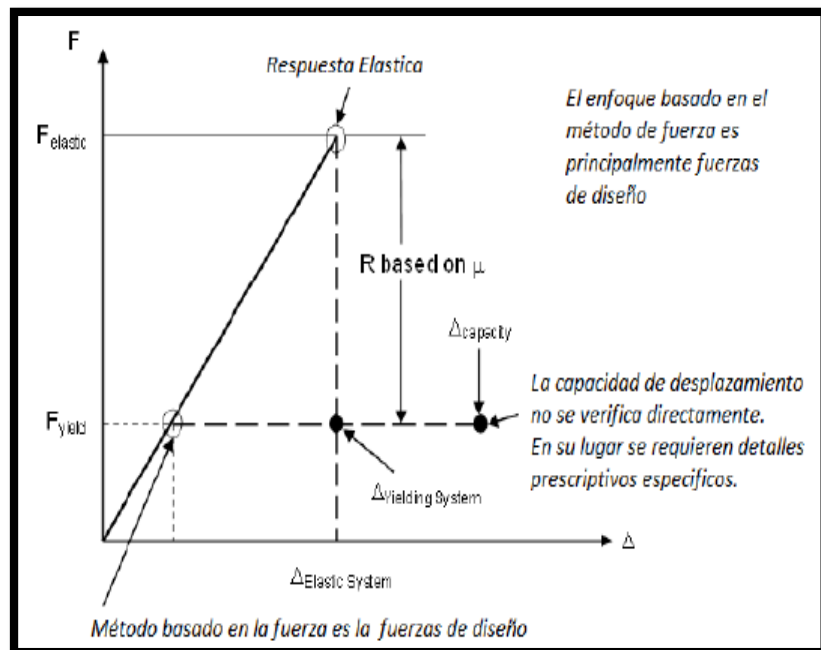
2.2.2.1. Método basado en fuerzas (FBM)

El Método de diseño basado en la fuerza (FBM) es el método tradicionalmente utilizado por las Especificaciones AASHTO LRFD. El método desarrolla las fuerzas de diseño sísmico para obtener elementos que puedan ceder (M_y) al dividir las fuerzas sísmicas elásticas obtenidas del análisis

de demanda por el Factor de Modificación de Respuesta apropiado (R). (FHWA, 2014)

Los factores R se utilizan para obtener las fuerzas de diseño para cada componente utilizando los resultados del análisis de demanda del puente cuando están sujetos a las cargas sísmicas definidas por los espectros de diseño elástico. Inherente al valor R es la suposición de que las columnas cederán (M_y) cuando estén sujetas a las fuerzas de demanda elásticas inducidas por los movimientos del sismo de diseño. Gráficamente, el concepto del enfoque del factor R se ilustra en la Imagen 5. Se muestra que la fuerza, F y el desplazamiento, Δ , son medidas globales de la respuesta del puente, por ejemplo, corte total de la base y desplazamiento máximo del puente. (FHWA, 2014)

Imagen 5: Cálculo del nivel de fuerza de diseño y la demanda de desplazamiento en un método basado en la fuerza.



Fuente: LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014).

La línea de respuesta elástica representa la respuesta del puente si no se produce ningún daño ni se produce ningún rendimiento. Un análisis elástico se basa en tales

condiciones. La fuerza máxima obtenida durante la sacudida de un terremoto corresponde al pico de la curva elástica y probablemente sería una gran fuerza para el diseño para resistir. Un enfoque alternativo que permite el desempeño se muestra en la gráfica bilineal inferior, donde la fuerza elástica máxima se ha reducido. Esta reducción es producida por el factor R. Si el puente realmente forma su mecanismo plástico de una vez en el punto de partida de la curva de respuesta elástica lineal y el período de vibración es tal que se aplica la regla de desplazamiento igual, entonces el factor R también corresponde al factor de ductilidad. Por lo tanto, el factor R a menudo se considera sinónimo de demanda de ductilidad. Esto puede no ser siempre el caso. No obstante, la Imagen 5 ilustra la base del método del factor R (FBM). (FHWA, 2014)

Tabla 1: Pasos para el Método basado en fuerzas.

Paso	Actividad de diseño de FBM
1	Analizar el modelo con demanda para fuerzas elásticas.
2	Combinar respuestas ortogonales.
3	Reduzca los momentos sísmicos por el factor R (solo elementos de cedencia).
4	Combinar con otras cargas concurrentes.
5	Calcule la resistencia requerida de los elementos que lleguen a la cedencia
6	Elegir el refuerzo en elementos solicitados en cedencia
7	Detalle de elementos que lleguen a la cedencia prescriptivamente para ductilidad.
8	Capacidad de protección de elementos elásticos

Fuente: Elaboración propia.

2.2.2.2. Método basado en desplazamientos (DBM)

El Método basado en el desplazamiento (DBM) es el método utilizado en las Especificaciones de la Guía de diseño. Al igual que el FBM, se utiliza un modelo de demanda. Sin embargo, la demanda es simplemente el desplazamiento, y esto incluye el efecto de múltiples modos de vibración, combinación direccional y flexibilidad de la cimentación, tal como lo hace la demanda del modelo para la FBM. Por lo

tanto, la respuesta en el modelo debido a la demanda puede verse como desplazamientos objetivos en cada apoyo de la subestructura del puente y este debe poder resistir sin daños que conduzcan a una pérdida prematura de su resistencia. (FHWA, 2014)

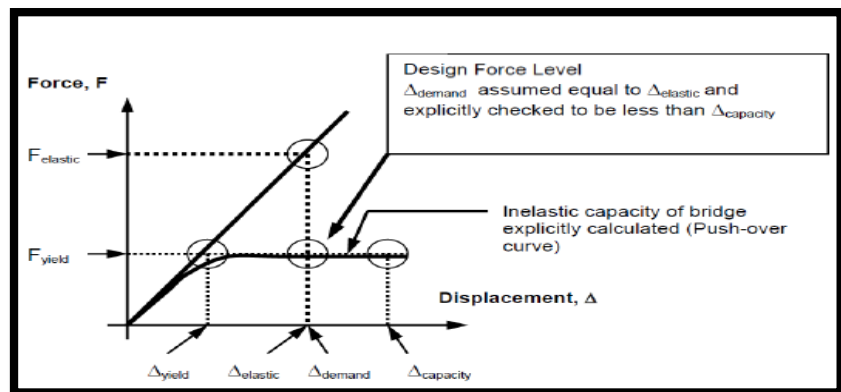
Tabla 2: Pasos para el Método basado en Desplazamientos.

Paso	Actividad de diseño de DBM
1	Diseño para casos no sísmicos / resistencia mínima.
2	Desarrollar la demanda en el modelo
3	Analizar modelo para desplazamientos elásticos y realizar combinaciones direccionales.
4	Desarrollar un modelo para la evaluación por desplazamiento.
5	Determine el desplazamiento máximo permisible.
6	Comparar estos desplazamientos con los desplazamientos por demanda. (3)
7	Ajustar los detalles para que la capacidad supere la demanda.
8	Capacidad para proteger a los elementos que no lleguen a la cedencia.

Fuente: Elaboración propia.

La evaluación de capacidad por el método DBM implica realizar un análisis seccional para obtener la relación entre el momento y la curvatura, y el análisis para calcular las características de carga y desplazamiento del puente (modelo de evaluación de desplazamiento) y así determinar la capacidad por desplazamiento (desplazamiento permisible) de la subestructura del puente. La capacidad de desplazamiento se compara con la demanda sísmica para evaluar la capacidad del componente para resistir el terremoto. Si la capacidad de desplazamiento es inadecuada, entonces se puede agregar acero de confinamiento adicional para mejorar la ductilidad de la sección, que se refleja en la relación entre el momento y la curvatura. (FHWA, 2014)

Imagen 6: Cálculo del nivel de fuerza de diseño y la demanda de desplazamiento en el método basado en desplazamiento



Fuente: *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014)*

Además de evaluar la demanda de desplazamiento contra la capacidad de desplazamiento, puede requerirse un control directo de las demandas de ductilidad de los elementos locales para minimizar el riesgo de estirar los límites de las demandas de ductilidad y la deformabilidad de las columnas más allá de lo que se ha demostrado mediante pruebas experimentales. (FHWA, 2014)

2.2.2.3. Comparación de los dos métodos de diseño

Con el FBM, los valores de R se prescriben en las disposiciones de diseño y generalmente se usan para dimensionar elementos de rendimiento (por ejemplo, columnas) en un puente. No se realiza ninguna verificación de las demandas reales de desplazamiento o ductilidad en las columnas individuales, y se utilizan detalles preceptivos para garantizar que se incluya la ductilidad adecuada en los elementos que producen. (FHWA, 2014)

Con el DBM, la capacidad de desplazamiento de cada columna se evalúa y compara con la demanda de desplazamiento en las columnas individuales. La capacidad de deformación plástica se determina utilizando las relaciones entre el momento individual y la curvatura derivadas de las capacidades de deformación del material.

La demanda de ductilidad de un miembro local también se calcula y se compara con las demandas de ductilidad máximas permitidas. Con los controles de desplazamiento o de ductilidad, los detalles pueden personalizarse para mejorar la deformabilidad, según sea necesario. (FHWA, 2014)

2.2.3. Peligro sísmico

Los puentes serán diseñados para tener una baja probabilidad de colapso, pero pueden sufrir daños significativos e interrupción del servicio cuando estén sujetos a movimientos sísmicos que tengan siete por ciento de probabilidad de excedencia en 75 años. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017)

2.2.3.1. Antecedentes de eventos sísmicos en puentes

En los últimos años se han presentado eventos sísmicos que han ayudado a entender el comportamiento de un puente frente a la acción de un sismo. De acuerdo al LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (FHWA, 2014), se presentan cuatro casos comunes de fallas en puentes ante acciones sísmicas:

- a) Tramos no asentados debidamente por que las longitudes de apoyo son insuficientes,
- b) Colapso o daño a la superestructura debido a una inadecuada trayectoria de carga, índice de contorno (por ejemplo, deficiencia en llaves de corte y elementos frames transversal con poca capacidad, desequilibrio por rigidez en los pilares)
- c) Falla de la columna por flexión y corte debido a inadecuados detalles para que elemento desarrolle ductilidad, y
- d) Daño estructural debido a falla del suelo, licuefacción y falla por ruptura de estrato.

*Imagen 7: Colapso de puentes debido a longitud de soporte insuficiente.
Nigata 1964; San Fernando 1971; San Francisco 1989; Chile 2010.*



Imagen 8: Daños en la superestructura debido a una ruta de carga inadecuada. Northridge 1994; Niscually 2001; Kobe 1995; Chile 2010.

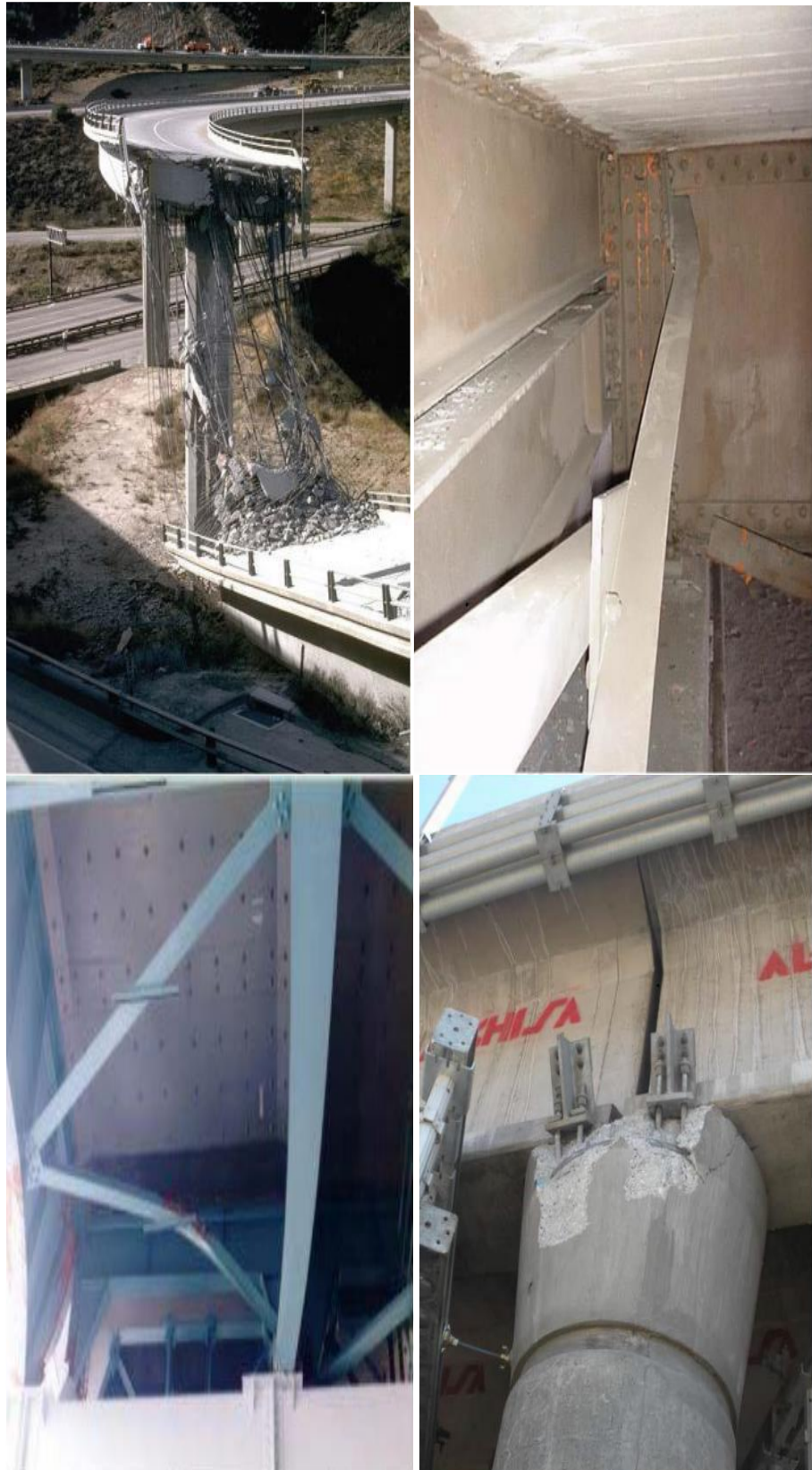


Imagen 9: Daños en la columna y muro debido a la falta de detalles dúctiles. San Fernando 1971; Loma Prieta 1989; Taiwán 1991.

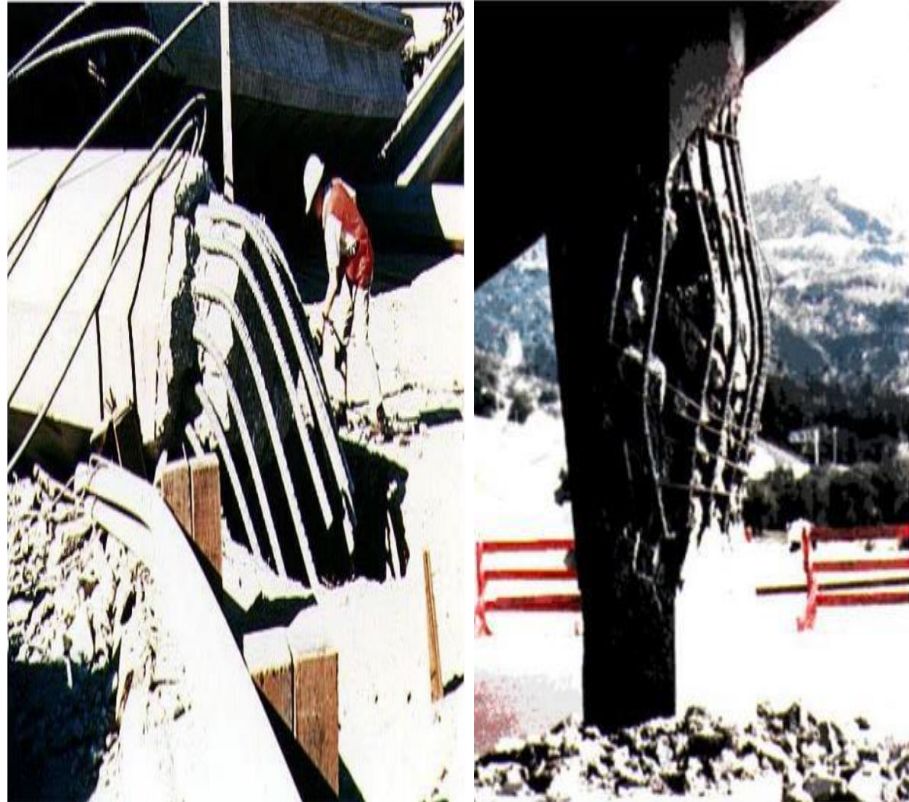


Imagen 10: Daño estructural debido a la falla de suelo. Loma Prieta 1989; Taiwán 1991; Chile 2010.



Tabla 3: Relacion entre los avances con la ocurrencia de terremotos dañinos.

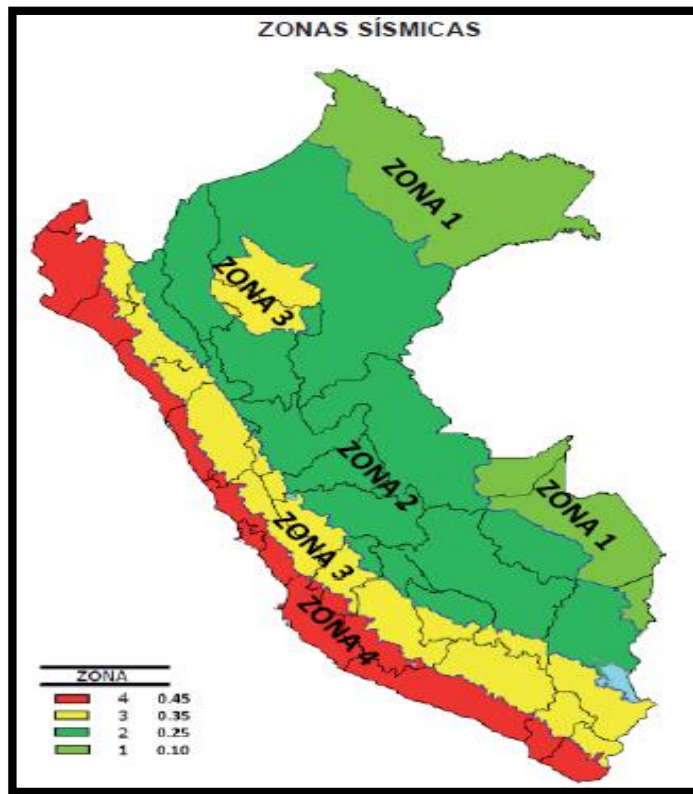
Año	Terremoto	Lecciones principales	Importantes avances
1964	Prince William Sound, AK	Falla del suelo debido a licuefacción, tramo sin apoyo.	Susceptibilidad del sitio a la licuefacción, longitudes de soporte mayores.
1964	Niigata, Japón	Falla del suelo debido a licuefacción, tramo sin apoyo.	Susceptibilidad del sitio a la licuefacción, longitudes de soporte mayores.
1971	San Fernando, CA	Fallo en la columna, tramo sin apoyo.	Diseño por capacidad, longitudes de soporte mayores
1989	Loma Prieta, CA	Detalles no dúctiles en estructuras antiguas, tramo sin apoyo, efectos de amplificación del suelo	Limitadores, encamisado de columnas, caja de herramientas extensa de medidas de rehabilitación, evaluación de factores de amplificación de sitio.
1994	Northridge, CA	Distribución desfavorable de la carga en pilas con rigidez desequilibrada, desmontaje en puentes sesgados, fallas en las columnas ensanchadas, daños en marcos en superestructuras de vigas de placas de acero.	Equilibrar las rigideces del pilar en estructuras continuas de varios tramos, longitudes de soporte mayores, nuevos detalles para columnas ensanchadas, diseño explícito de la trayectoria de carga en superestructuras de vigas de placa, diseño basado en desplazamiento.
1995	Kobe, Japón	Daños a la superestructura acero y soportes, respuesta no dúctil de columnas de concreto.	Aumento de las fuerzas de conexión mínimas, prueba a gran escala de columnas de puentes diseñadas por Japón en mesa vibratoria E-defense en Kobe.
2001	Nisqually, WA	Licuefacción, daño en vigas transversales en superestructuras de vigas de placa de acero.	Mejoramiento del suelo, estimación de flujos laterales debido a licuefacción, vigas transversales dúctiles para puentes de vigas de placas.
2008	Wenchuan, China	Disminución de la capacidad de asentamiento y daños en el estribo debido a desprendimientos de rocas, desvinculación de vigas curvas.	Estabilizar los taludes de roca adyacentes, diseño explícito de la trayectoria de carga en superestructuras de puentes curvos; longitudes de soporte mayores.
2010	Maule Chile	Desvinculación del apoyo debido a topes sísmicos inadecuados, rotación en tramos inclinados y no inclinados, asentamiento de la columna inducida por licuefacción y fallas de corte, socavación inducida por el tsunami y daños en la columna	Diseño explícito de la ruta de carga en todas las superestructuras del puente, incluidos diafragmas y conexiones, ancho de soporte mayores para puentes sesgados, mejora de suelos licuables bajo fundaciones de puentes para minimizar el asentamiento y el flujo lateral.
2010, 2011	Christchurch, Nueva Zelanda	El flujo lateral inducido por licuefacción daña los estribos y pilares y, cuando estos se resisten, pueden pandear por compresión los tramos simplemente apoyados de las superestructuras, el programa intenso de rehabilitación reduce la extensión del daño del puente.	Mejora del terreno bajo los enfoques de puentes para reducir la extensión del flujo lateral (mejoramiento del sitio), se demuestran los beneficios del programa de rehabilitación sísmica.
2011	Gran terremoto del este de Japón, Japón	El daño del puente debido al sismo fue principalmente en puentes que aún no se han rehabilitado, o sólo se han rehabilitado parcialmente. El daño del puente debido a la inundación del tsunami fue mayor en los puentes no integrales.	Se han demostrado los beneficios del programa de rehabilitación sísmica, la supervivencia durante la inundación del tsunami es posible si se proporciona una conexión adecuada entre la superestructura y la subestructura.

Fuente: LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014).

2.2.3.2. Zonificación sísmica

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Imagen 11. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

Imagen 11: Mapa de zonificación sísmica en el territorio peruano.



Fuente: Norma E030 Diseño Sismorresistente (2018).

2.2.3.3. Determinación del peligro sísmico

El peligro sísmico en el sitio de ubicación de un puente será caracterizado por el espectro de respuesta para el sitio y factores de sitio para la clase de sitio relevante. Por otro lado, el espectro de aceleración será determinado usando el Procedimiento General o el procedimiento especificado de sitio. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

El procedimiento especificado de sitio será usado si existen las siguientes condiciones: Si el sitio está dentro de las 10 km. de una falla activa, si el sitio está clasificado como sitio clase F, si en la región se esperan sismos de larga duración o si la importancia del puente es tal que una baja probabilidad de excedencia (y por lo tanto un periodo de retorno largo) será considerado. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017)

2.2.3.4. Efectos de sitio

En el Procedimiento General se usará los periodos espectrales de PGA (0.0s), SS (0.2s) y S1 (1.0s) para 5% de amortiguamiento crítico, con los cuales se puede elaborar espectros de diseño. Dichos periodos se determinarán con los mapas de isoaceleraciones obtenidos para un suelo tipo roca que consideran 7% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición sísmica (equivalente a un periodo de retorno de 1000 años). (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

Tabla 4: Clases de sitio para diferentes tipos de suelo.

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft /s $< \bar{v}_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< \bar{v}_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $\bar{N} > 50$ golpes/ ft, o $\bar{S}_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con 600 ft/s $< \bar{v}_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < \bar{N} < 50$ golpes/ ft, o $1.0 < \bar{S}_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600$ ft/s o con cualquiera $\bar{N} < 15$ golpes/ ft o $\bar{S}_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $\bar{S}_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25$ ft con $PI > 75$) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120$ ft)

Fuente: Manual de Puentes (2018).

Donde:

\bar{v}_s = promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft.

\bar{N} = promedio de la cantidad de golpes (golpes/ ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft

\bar{S}_u = promedio de resistencia al corte no drenado en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelos superiores a 100 ft

PI = índice plástico (ASTM D4318)

w = contenido de humedad (ASTM D2216)

2.2.3.5. Factores de sitio

Los factores de Sitio F_{pga} , F_a , y F_v especificados en las tablas 5, 6 y 7 serán usados en el periodo cero, en el rango de periodo corto y en el rango de periodo largo, respectivamente. Esos factores serán determinados usando las clases de sitio dadas en la tabla 4 y los valores de los coeficientes PGA, S_s y S_1 que se encuentren en los planos, cuando sean elaborados mediante estudios, de las distintas zonas del Perú. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

Tabla 5: Valores de F_{pga} en función de la clase de sitio y aceleración del suelo pico.

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Pico del Terreno (PGA) ¹				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F^2	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de Puentes (2018).

Tabla 6: Valores del F_a en función de la clase de sitio y aceleración del suelo a 0.2 seg.

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 0.2 sec (S_s) ¹				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F^2	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de Puentes (2018).

Tabla 7: Valores del F_v en función de la clase de sitio y aceleración del suelo a 1.0 seg.

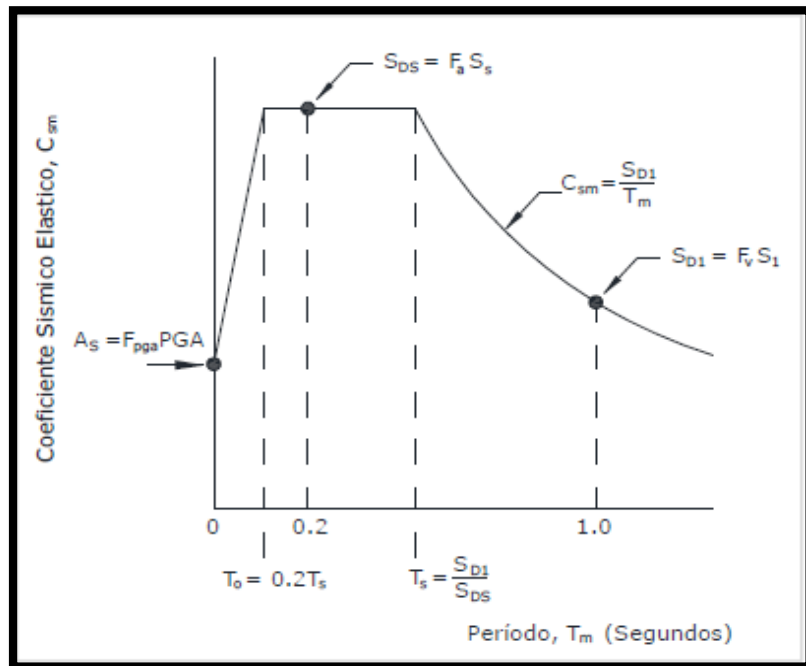
Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 1.0 sec (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F^2	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de Puentes (2018).

2.2.3.6. Espectro de diseño sísmico

El espectro de respuesta del 5% de diseño amortiguado será efectuado como se especifica en la imagen 12. Este espectro será calculado usando los picos mapeados de los coeficientes de la aceleración del terreno y los coeficientes de aceleración espectral, escalados en el cero, corto, y largo periodo de los factores del sitio F_{pga} , F_a , y F_v , respectivamente. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)

Imagen 12: Espectro de Diseño sísmico.



Fuente: Manual de Puentes (2018).

Coeficiente de respuesta sísmico elástico

Para periodos menores o iguales a GR, el coeficiente sísmico elástico para el movimiento de vibración, Csm, será tomado como:

$$Csm = As + (SDS - As) (Tm/T0)$$

En la cual:

$$As = FpgaPGA$$

$$SDS = FaSs$$

Donde:

PGA = coeficientes de la aceleración pico del terreno sobre roca (Sitio Clase B)

Ss = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio clase B)

Tm = periodo de vibración de modo (s)

T_0 = periodo de referencia usado para definir la figura espectral = $0.2 T_s$ (s)

T_s = esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasan a ser inversamente proporcional al periodo= $SD1/SDS$ (s)

Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como:

$$C_{sm} = SD1/T_m$$

En el cual:

$$SD1 = F_v S1$$

Donde:

$S1$ = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.1 segundo de periodo sobre roca (Sitio clase B). (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

2.2.3.7. Categoría de diseño sísmico

La separación del país en diferentes zonas se realiza utilizando el coeficiente de aceleración espectral de diseño a 1.0 segundos, $SD1$. En la Especificación LRFD, estas se denominan zonas sísmicas, y en la Guía de especificaciones, se denominan categorías de diseño sísmico. Las zonas van desde 1, la más baja, hasta 4, la más alta. Del mismo modo, los SDC, como se abrevian, varían de SDC A a D. Los límites de aceleración espectral son los mismos para las dos especificaciones, y se enumeran en la Tabla 8. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017)

Tabla 8: Categoría de Diseño sísmico.

Acceleration Coefficient, S_{DI}	Seismic Zone – LRFD Specifications	Seismic Design Category (SDC) – Guide Specifications
$S_{DI} \leq 0.15$	1	A
$0.15 \leq S_{DI} < 0.30$	2	B
$0.30 \leq S_{DI} < 0.50$	3	C
$0.50 \leq S_{DI}$	4	D

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017).

Reconocer el nivel de esfuerzo requerido para diseñar para las regiones de terremotos más severos no debe ser el mismo que el de las regiones más bajas, se han definido cuatro SDC. Las categorías permiten variaciones en los métodos de análisis de demanda y capacidad, longitudes de soporte mínimas, requisitos de detalles estructurales, definición de una trayectoria de carga y sistema de resistencia a terremotos, requisitos de diseño de pilares y pilares, consideración de efectos de licuefacción y protección de la capacidad de acuerdo con el riesgo sísmico para el sitio del puente. En la Tabla 9 se proporciona una lista de verificación resumida de los requisitos de diseño para cada SDC. (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017)

Tabla 9: Requisitos de diseño para cada categoría de diseño sísmico.

Requirements	A	B	C	D
Global Strategy	-----	Recommended	Required	Required
Identification ERS	-----	Recommended	Required	Required
Support Connections	Required	Required	Required	Required
Support Length	Required	Required	Required	Required
Demand Analysis	-----	Required	Required	Required
Implicit Capacity	-----	Required	Required	-----
Push Over Capacity	-----	-----	-----	Required
Detailing – Ductility	-----	SDC B	SDC C	SDC D
Capacity Protection	-----	Recommended	Required	Required
P-Δ Effect	-----	-----	Required	Required
Minimum Lateral Strength	-----	Required	Required	Required
Liquefaction	-----	Recommended	Required	Required

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017).

De la tabla se tiene que:

Categoría A:

1. No se especifica un sistema resistente a sismo en particular.
2. No requiere análisis de demanda.
3. No se requiere verificación de capacidad implícita.
4. No se requiere diseño por capacidad.
5. Se debe cumplir con los requerimientos mínimos de detalle, referidos a longitud de soportes, fuerza de diseño en las condiciones de superestructura/infraestructura y acero transversal en columnas.
6. No se requiere evaluación de potencia de licuación.

Categoría B:

1. Se debe considerar el uso de un sistema resistente a sismo en particular.
2. Requiere análisis de demanda.
3. Requiere verificación de capacidad implícita (desplazamiento $P-\Delta$, longitud de soporte).
4. Se debe considerar el diseño por capacidad para cortante en la columna, se deben considerar las verificaciones por capacidad para evitar vínculos débiles en el sistema resistente a sismo.
5. Nivel de detalle acorde a B.
6. Se debe considerar la evaluación de potencial licuación para ciertas condiciones.

Categoría C:

1. Se especifica un sistema resistente a sismo en particular.
2. Requieren análisis de demanda.
3. Requieren verificación de capacidad implícita (desplazamiento $P-\Delta$, longitud de soporte).
4. Se debe considerar el diseño por capacidad y requerimientos por cortante en la columna.
5. Nivel de detalle acorde a C.

6. Se requiere la evaluación de potencial de licuación.

Categoría D:

1. Se especifica en un sistema resistente a sismo en particular.
2. Requieren análisis de demanda.
3. Requieren verificación de capacidad basada en el desplazamiento mediante análisis Pushover (desplazamiento P- Δ , longitud de soporte).
4. Se debe considerar el diseño por capacidad y requerimientos por cortante en la columna.
5. Nivel de detalle acorde a D.
6. Se requiere la evaluación de potencial de licuación.

2.2.3.8. Selección del Método de Análisis Sísmico

El Manual de Puentes- MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018), nos recomienda para las estructuras de múltiples tramos los requisitos de análisis mínimos serán como se especifica en la Tabla 10.

Tabla 10: Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos.

Zona Sísmica	Puentes de Un Solo Tramo	Puentes de Múltiples Tramos					
		Otros Puentes		Puentes Esenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Fuente: Manual de Puentes (2018)

* = no se requiere análisis sísmico

UL = método elástico de carga uniforme

SM = método elástico de un unimodal

MM = método elástico multimodal

TH = método de tiempo – historia.

Para determinar si un puente es regular, se deben cumplir con los requisitos estipulados en la tabla 11. Los puentes que no cumplen con los requisitos de dicha tabla serán considerados como puentes “irregulares” (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

Tabla 11: Requisitos para que un puente sea considerado regular.

Parámetro	Valor				
	2	3	4	5	6
Número de tramos	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1.5	1.5
Máxima relación de rigidez Pilar/pila entre tramo y tramo, excluyendo estribos	-	4	4	3	2

Fuente: Manual de Puentes (2018).

Puentes curvos que constan de múltiples tramos simples, serán considerados como “irregular” si el ángulo subtendido en planta es mayor que 20°. Estos puentes se deberán analizar ya sea mediante el método elástico multimodal o bien mediante el método de tiempo - historia (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

Un puente curvo de vigas continuas se puede analizar como si fuera recto, siempre y cuando se satisfagan todos los requisitos siguientes:

La curva de esfuerzo-deformación para concreto confinado del modelo de Mander se define por las siguientes ecuaciones:

$$f_c = \frac{xr f'_{cc}}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$E_c = 500 \sqrt{f'_{co}} \text{MPa}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

$$f'_{cc} = K f'_{co}$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s b_{cy}} k_e f_y$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s b_{cx}} k_e f_x$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{wt^2}{6b_{cx}b_{cy}} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

$$k_e = \left(b_{cx}b_{cy} - \sum_{i=1}^n \frac{wi^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}} \right)$$

Donde:

f'_{cc} : Resistencia a la compresión confinada.

f'_{co} : Resistencia a la compresión no confinada.

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto.

ϵ_{cu} : Deformación unitaria ultima.

ϵ_{co} : Deformación unitaria ultima.

f'_{co} , puede ser asumido como 0.002.

ϵ_{cc} : Deformación unitaria del concreto simple en f'_{cc} .

E_c : Modulo de elasticidad del hormigón no confinado.

E_{sec} : Modulo secante del hormigó confinado.

f_y : Esfuerzo de Fluencia del acero de refuerzo trasversal.

K: Factor de esfuerzo confinado.

A_{sx} : Área de refuerzo trasversal paralelo al eje x.

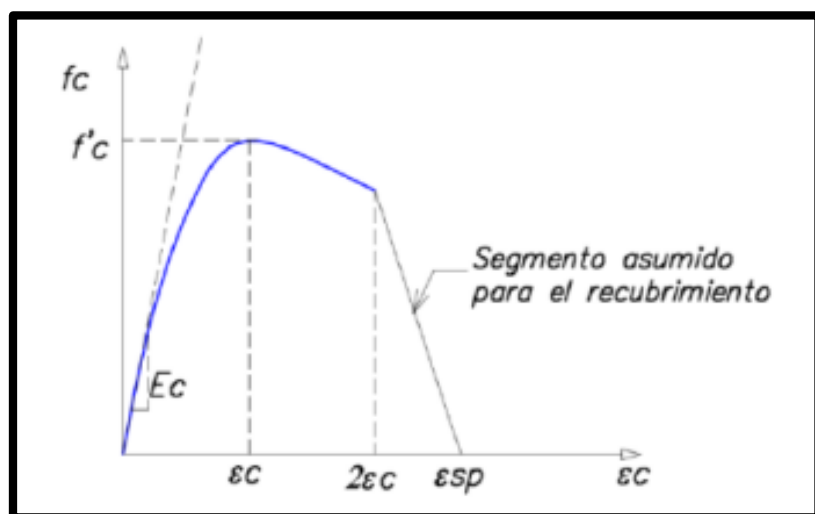
A_{sy} : Área de refuerzo trasversal paralelo al eje y.

S' : Separación entre estribos de paños interiores.

S : Separación entre estribos de paños exteriores.

Para concreto no confinado: representó el modelo de esfuerzo-deformación de concreto no confinado con la siguiente gráfica (Mander, Priestley, & Park, 1988):

Imagen 14: Curva de esfuerzo-deformación para concreto no confinado, según Mander (1988).



Fuente: Curva de Mander (1988).

2.2.4.2. Acero de refuerzo

La composición química del acero permite que sus resistencias sean altas tanto en tensión como en compresión. Por dar una idea la resistencia a la fluencia debido a la tensión o a la compresión del acero es aproximadamente 15 veces la resistencia a la compresión del concreto estructural. Y tiene una resistencia a la tensión que es aproximadamente 100 veces la resistencia a la tensión del concreto. Estas características le confieren al acero de refuerzo ser un material eficiente para su uso en las estructuras, sin embargo, el acero de refuerzo es costoso comparado con el concreto. (Park & Paulay, 1983)

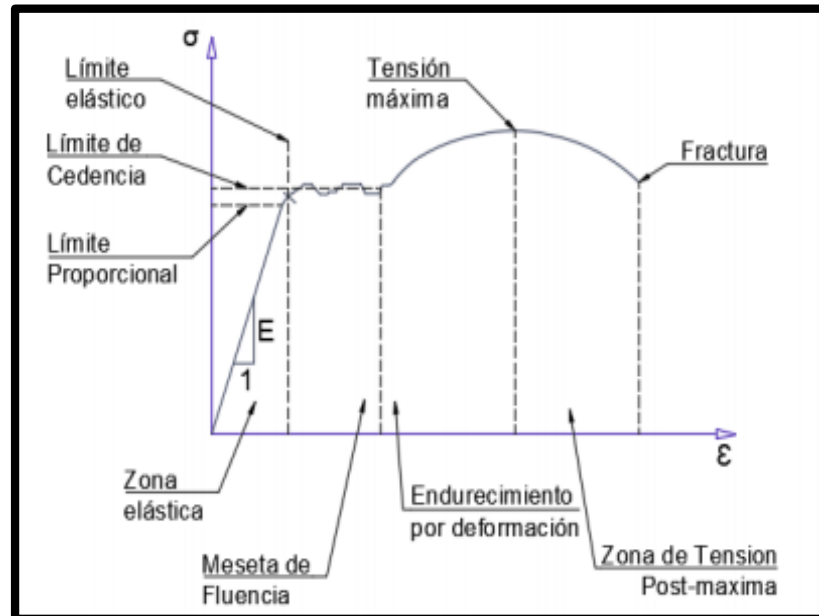
Para compensar costos y tener un material resistente, se combina el acero de refuerzo y el concreto para que puedan trabajar en conjunto, normalmente llamado en nuestro entorno como concreto armado. La gran capacidad del acero de resistir altas tensiones permite compensar la baja resistencia que tiene el concreto en tracción, permitiendo que el concreto armado pueda resistir esfuerzos a compresión y a tensión, es decir el acero y el concreto trabajan conjuntamente con mucha eficiencia, considerándose que el acero de refuerzo debe tener la rugosidad para que haya adherencia entre el concreto y la misma. Además, el acero tiene muchos usos, entre los que podemos mencionar que ayuda a reducir secciones transversales en elementos estructurales por su gran resistencia. (Park & Paulay, 1983)

Curva esfuerzo deformación:

Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo, se pueden definir a partir del estudio de curva Esfuerzo – Deformación, las mismas que presentan tramos dependiendo de la fabricación y la composición química del acero. (Park & Paulay, 1983)

Las diferentes zonas que definen la curva esfuerzo-deformación del acero son las siguientes: Zona elástica, zona de fluencia, zona de endurecimiento por deformación y fractura. (Park & Paulay, 1983)

Imagen 15: Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

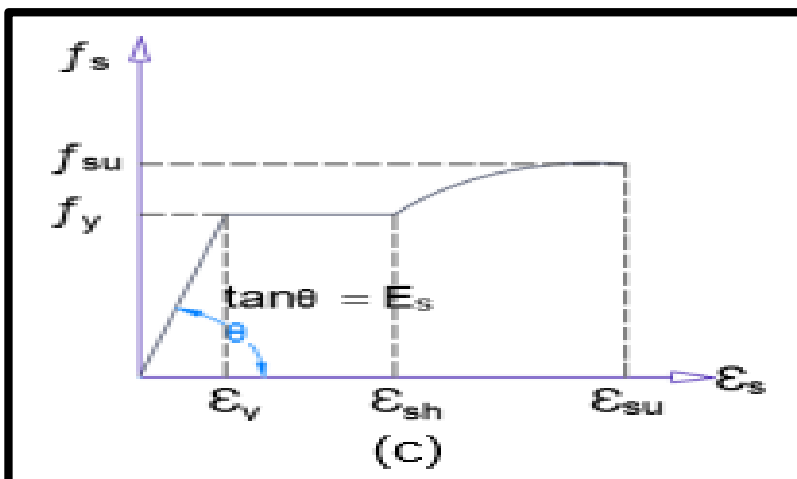
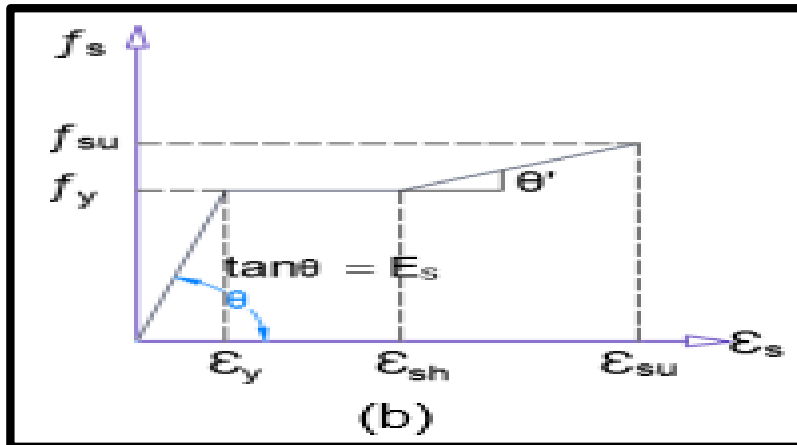
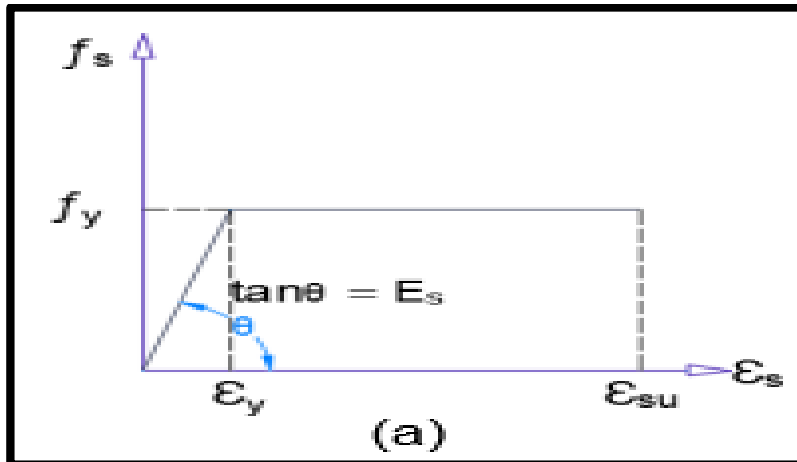


Fuente: Modelo de Park & Paulay (1983).

Modelo de Park & Paulay:

idealizaron las curvas de esfuerzo-deformación del acero en tres formas: Modelo elástico perfectamente plástico, modelo trilineal y modelo de curva completa (Park & Paulay, 1983).

Imagen 16: Idealización de curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo: (a) Modelo elástico perfectamente plástico, (b) Modelo trilineal y (c) Modelo de curva completa.



Fuente: Modelos idealizados de Park & Paulay (1983).

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero (ksi).

f_{su} : Esfuerzo último (ksi).

f_y : Esfuerzo de fluencia nominal del acero (ksi).

ϵ_s : Deformación unitaria del acero.

ϵ_{su} : Deformación unitaria ultima.

ϵ_{sh} : Deformación unitaria en la que inicia el endurecimiento por deformación.

ϵ_{sh} : Deformación de fluencia del acero.

2.2.5. Propiedades geométricas

2.2.5.1. Diagrama momento curvatura

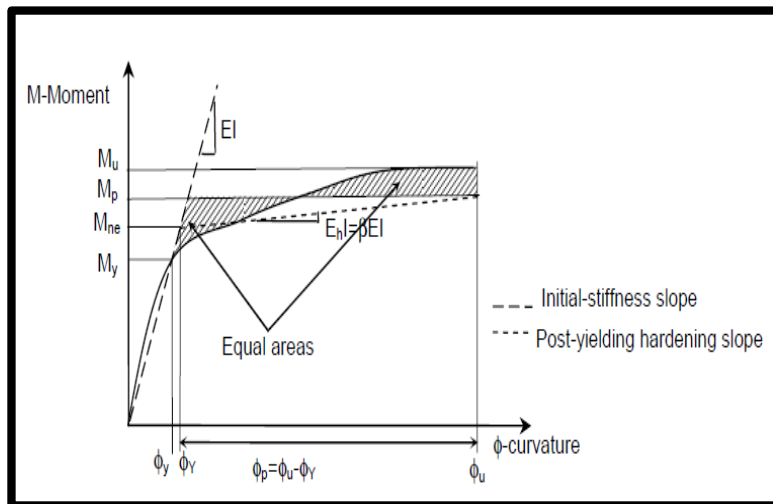
La capacidad de momento plástico de todos los miembros de hormigón dúctil del puente, en particular las flexiones de columna, se calculará mediante un análisis de momento-curvatura ($M - \phi$) basado en las propiedades esperadas del material. El análisis de momento-curvatura deriva las curvaturas asociadas con un rango de momentos para una sección transversal sometida a una carga monótona, basándose en los principios de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas.

La curva $M - \phi$ se puede idealizar con una respuesta elástica perfectamente plástica para estimar la capacidad de momento plástico de la sección transversal de un miembro; sin embargo, se prefiere un modelo bilineal que tenga en cuenta el endurecimiento por deformación del acero (véase la Imagen 17).

La porción elástica de la curva idealizada debe pasar por el punto que marca el límite elástico de la primera barra de refuerzo y la capacidad de momento nominal esperada, representando M_{ne} el límite de comportamiento elástico cuando la deformación del hormigón ϵ_c alcanza 0.003.

La capacidad de momento plástico idealizada se obtiene al equilibrar las áreas entre las curvas $M - \phi$ real e idealizada más allá del punto de fluencia de la primera barra de refuerzo, como se muestra en la imagen 17. (Ady aviran, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, 2008)

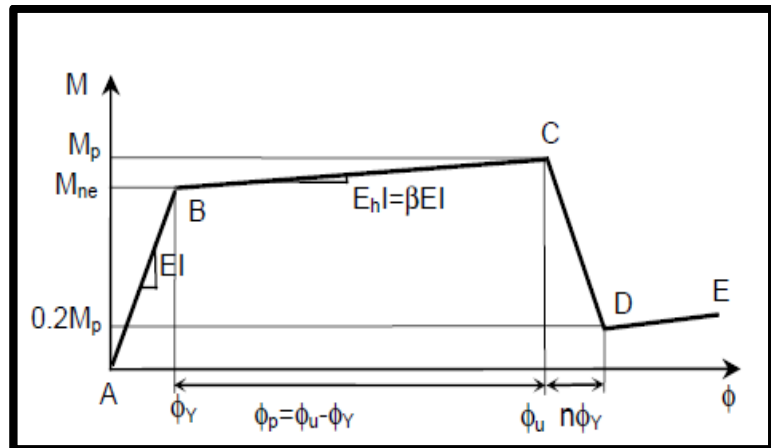
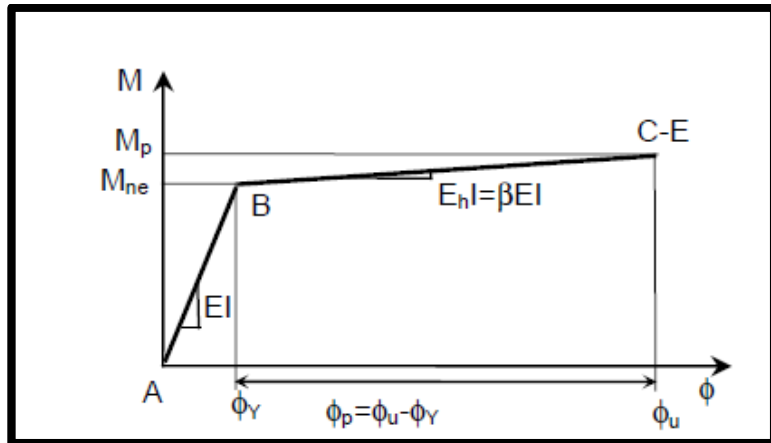
Imagen 17: Diagrama de momento curvatura.



Fuente: Aviran, Mackie & Stojadinovic (2008).

Los valores correspondientes al punto de fluencia (ϕ_Y , M_Y), punto nominal (ϕ_Y , M_{ne}), capacidad última (ϕ_u , M_u), capacidad plástica (ϕ_u , M_p) y ductilidad de curvatura ($\mu\phi = \phi_u / \phi_Y$), se calculan en base a en un análisis $M-\phi$ de la columna bajo un cierto nivel de carga axial. Los modelos bilineales resultantes considerados para el análisis estático y dinámico se presentan en la Imagen 18. (Ady aviran, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, 2008)

Imagen 18: Diagrama de momento curvatura: (a) Análisis estático y (b) Análisis dinámico.



Fuente: Aviran, Mackie & Stojadinovic (2008).

2.2.5.1. Rótulas plásticas

Longitud de plastificación equivalente (L_p):

La longitud equivalente de la rótula plástica (L_p) es la longitud de un elemento resistente a sismo (pilares) sobre el cual se supone que la curvatura plástica es constante para estimar la rotación plástica. se tomará como (CALTRANS, 2019):

Caso (A)

- a) Rótula plástica en los extremos de las columnas apoyadas en zapatas o ejes Tipo II.
- b) Rótula plástica en los límites de la tubería de acero en columnas / ejes con tuberías de acero (CALTRANS, 2019)

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye}d_{bl} \geq 0.3f_{ye}d_{bl}$$

dónde:

f_{ye} = límite elástico esperado para el refuerzo ASTM A706 (ksi)

d_{bl} = diámetro de barra nominal del refuerzo de columna longitudinal (pulg.)

L = longitud de un SCM desde el punto de momento máximo hasta el punto de contraflexión (pulg.)

Caso (B)

- a) Rótula plástica en la parte superior de columnas acampanadas aisladas horizontalmente
- b) Rótula plástica en los extremos de las columnas con camisa de acero (CALTRANS, 2019).

$$L_p = G + 0.3f_{ye}d_{bl}$$

dónde:

G = espacio entre la bengala aislada y el sofito de la tapa doblada, o el espacio entre la chaqueta de acero y el sofito de la tapa doblada o la parte superior de la zapata (pulg.).

Caso (C)

- a) Rótula plástica en ejes tipo I
- b) Rótulas plásticas tienen al menos una distancia de alejamiento de CC de los límites de la tubería de acero en columnas / ejes con tuberías de acero (carcasa o CISS) (CALTRANS, 2019).

$$L_p = D^* + 0.08H_{o-max}$$

dónde:

D^* = diámetro para eje circular o la dimensión de sección transversal mínima para ejes oblongos

H_{o-max} = longitud del eje / columna desde el punto de momento máximo hasta el punto de contraflexión sobre el suelo considerando la bisagra de plástico en el punto de momento máximo.

Pasos para definir una rótula plástica:

1. Definir la relación momento-rotación normalizada ($M-\theta$) o momento-curvatura ($M-\phi$) con la correspondiente longitud de la bisagra plástica en los parámetros de control de desplazamiento y cuadros de tipo, para ambas direcciones de flexión (positiva y negativa), para las cuales la simetría puede ser utilizado para simplificar. La definición del comportamiento no lineal debe incluir los siguientes puntos, normalizados con respecto al punto de fluencia (con M_{ne} como el factor de escala SF para el momento-1era columna, y θ_Y (o ϕ_Y) como el factor de escala SF para la rotación (o curvatura) – 2da columna). La imagen 18 presenta dos opciones para la curva $M-\phi$ utilizada para este modelo, con los siguientes puntos (Ady aviran, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, 2008):

- A (carga cero), definido automáticamente en el programa.
- B (punto de fluencia), para el cual se utilizarán M_{ne} y θ_Y (o ϕ_Y) (introduzca el valor 1.0 para ambas columnas de la tabla).
- C (punto de capacidad última), para el que se utilizarán M_p y θ_p (o ϕ_p) en lugar de M_u y θ_u (o ϕ_u), para evitar una sobreestimación de la capacidad plástica de la columna y el cortante de la base del

punto. La relación entre los puntos C y B se tomará como M_p / M_{ne} y θ_p / θ_Y , respectivamente.

- La pendiente de endurecimiento correspondiente es aproximadamente $(E_{sh} / 2) / E_s$, lo que representa el comportamiento esperado y la ductilidad de la columna.
- D (capacidad degradada), que puede tomarse como el 20% de la capacidad plástica de la columna M_p .
- E (punto de falla), para lo cual se recomienda tener un valor mayor que el punto D (pendiente final positiva) para la estabilidad numérica.

2. Defina los parámetros de escala para momento y rotación como M_{ne} y θ_Y en radianes (o ϕ_Y en unidades de $1 / \text{Longitud}$).

3. Repita los pasos 1 y 2 para la dirección ortogonal (Adyaviran, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, 2008).

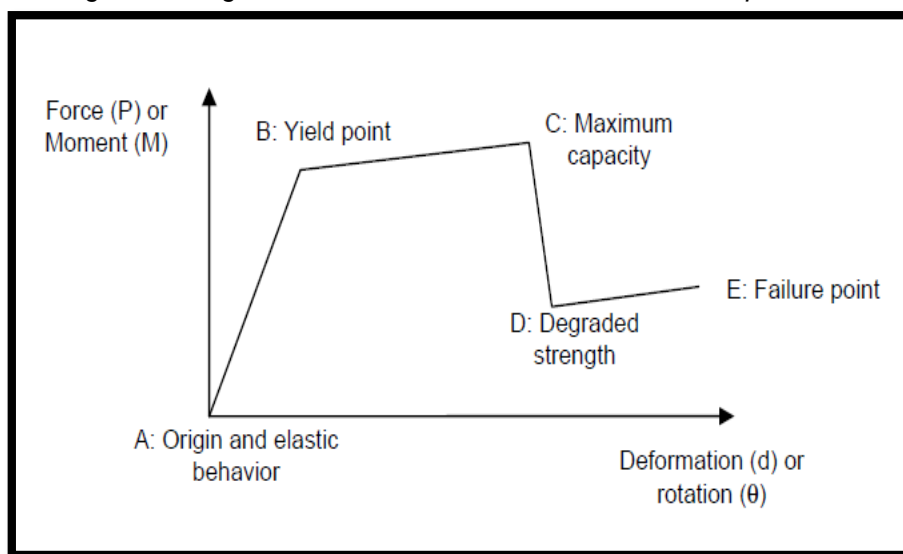
2.2.6. Análisis estático no lineal (pushover)

El análisis estático no lineal es una forma de análisis que consiste en incrementar gradualmente la magnitud de la carga del puente, logrando determinar los modos de falla de la estructura del puente.

El objetivo del análisis de empuje estático es evaluar la resistencia general, típicamente medida a través de la cortante basal, el rendimiento y el desplazamiento máximo δ_Y y δ_u , así como la capacidad de ductilidad μ_c de la estructura del puente. Dado que el objetivo es capturar el comportamiento real de la estructura, el análisis de empuje se realiza utilizando las propiedades materiales esperadas de los miembros modelados. El análisis de empuje puede examinar la secuencia de estados límite, la formación de rótulas plásticas y la redistribución de fuerzas en toda la estructura, con el incremento de las cargas

laterales o la demanda de desplazamiento (Ady aviran, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, 2008).

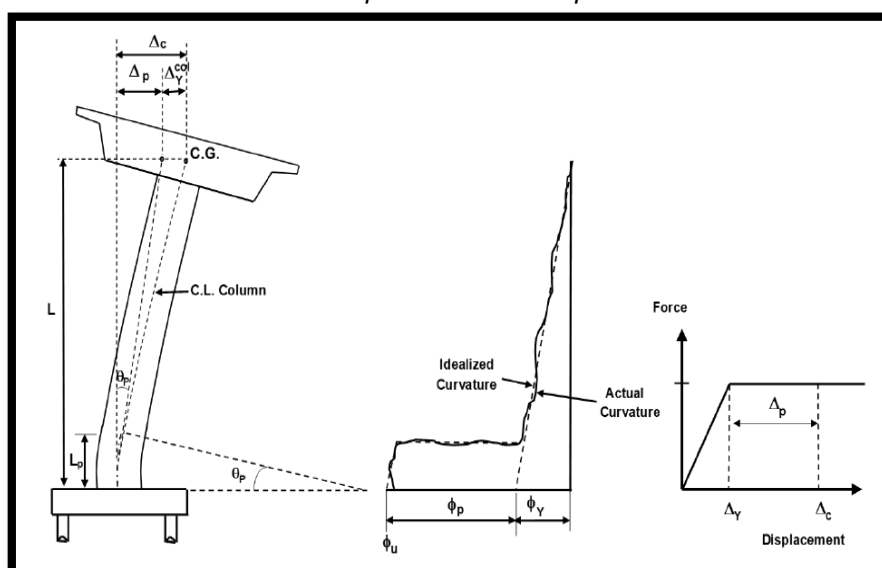
Imagen 19: Diagrama de fuerza-deformación de las rótulas plásticas.



Fuente: Aviran, Mackie & Stojadinovic (2008).

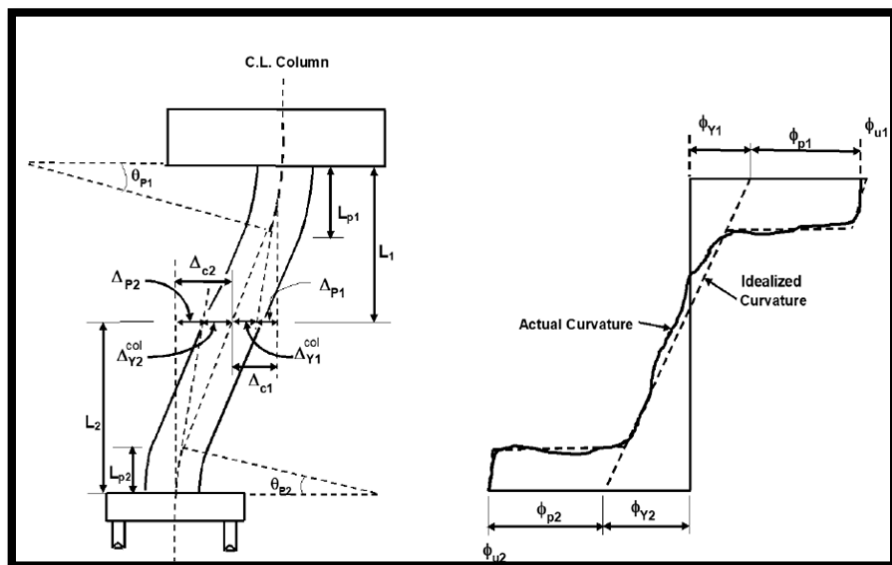
Por su parte, CALTRANS nos dice que el análisis PUSHOVER captura el comportamiento general no lineal del sistema resistente a terremotos aplicando una carga estática lateral en el centro de gravedad de la superestructura, y aumentando monótonamente la carga hasta que se alcanza el criterio de capacidad de desplazamiento especificado. (CALTRANS, 2019)

Imagen 20: Capacidad de desplazamiento local de una columna en voladizo típica con base empotrada.



Fuente: Manual de CALTRANS (2019).

Imagen 21: Capacidad de desplazamiento local de una columna fija típica.



Fuente: Manual de CALTRANS (2019).

2.2.6.1. Casos y patrones de carga para un análisis pushover

Actualmente existe diferente software que se pueden utilizar para poder realizar un análisis no estático no lineal.

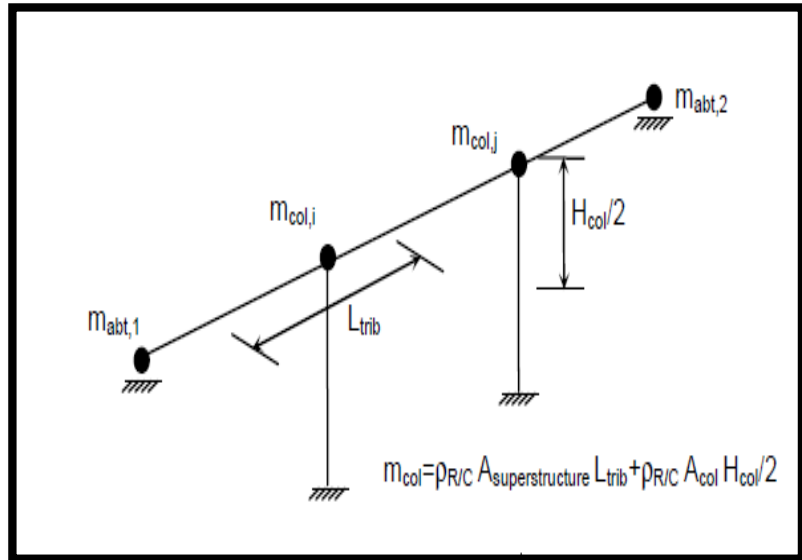
En CSI BRIDGE V.21, se puede ejecutar más de un caso de carga de transferencia en el mismo análisis o un caso de carga de transferencia puede comenzar desde las condiciones finales de otro caso de carga de transferencia, previamente ejecutado en la misma sesión. Los casos de carga de empuje lateral llevados a cabo en la estructura del puente se especifican para comenzar desde las condiciones finales del empuje por gravedad, donde la carga muerta de la superestructura del puente se aplica completamente. (Ady aviran, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, 2008)

El análisis de empuje de carga lateral se realiza en varias direcciones, incluyendo longitudinal, transversal y en un ángulo α con respecto a las direcciones o ejes principales del puente. Los valores de los desplazamientos máximos

se calculan para cada dirección de análisis, de acuerdo al sistema estructural considerado. (Ady aviran, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, 2008)

CSI BRIDGE, nos permite que el patrón de fuerza utilizado en el análisis PUSHOVER se base en una aceleración uniforme en una dirección específica, una forma de modo específica o un caso de carga estática definido por el usuario. Si se aplica una aceleración uniforme, el patrón de carga será asignado automáticamente. Si se utiliza una forma de modo, se debe aplicar un caso de carga tanto a la dirección longitudinal y transversal. Si se utiliza un patrón de fuerza definido por el usuario para la estructura del puente, se definirá un caso de carga estática por separado en cada dirección de análisis, donde la fuerza de empuje total o cortante de la base debe distribuirse entre los nodos superiores de la columna y la superestructura termina en la conexión con los estribos, según la masa de traslación tributaria asignada a cada nodo, mientras que la masa contributiva de cada cabecera de columna se determinará en función de la longitud tributaria de la superestructura y la mitad de la altura de la columna. El patrón de fuerza definido por el usuario para el análisis PUSHOVER se basará en la relación entre la masa tributaria en cada punto y la masa total del puente de la siguiente manera: $F_i = m_i / \sum m_i$, donde m_i es la masa tributaria en el estribo o el nodo superior de la columna. (Ady aviran, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, 2008)

Imagen 22: Masas tributarias de pilares.



Fuente: Aviran, Mackie & Stojadinovic (2008).

Donde:

$\rho R / C A_{superstructure}$ = Masa de concreto armado por área de la superestructura

L_{trib} = Longitud tributaria.

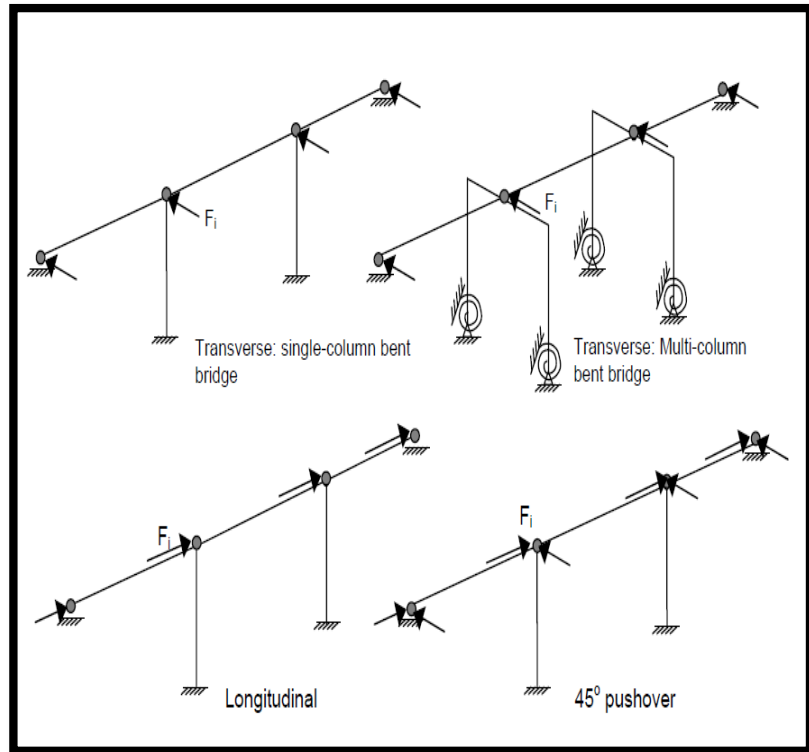
A_{col} = Área de la columna

H_{col} = Altura libre de columna pilar

El análisis PUSHOVER simula las fuerzas inerciales mediante la aplicación de fuerzas nodales estáticas en la parte superior de la columna o en los extremos de la superestructura. El patrón de carga presentado en la Imagen 23 para la dirección transversal toma en consideración la distribución de la masa de traslación a lo largo del puente. Sin embargo, la masa rotacional de la superestructura no se considera en el análisis. En el caso de puentes curvos de una sola columna o puentes no comunes con una inclinación significativa, la masa rotacional podría jugar un papel importante en las condiciones de demanda.

La masa rotacional podría modelarse para aquellos puentes especiales con un par distribuido aplicado a los elementos de la superestructura. (Ady aviran, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, 2008)

Imagen 23: Patrón de carga para el análisis pushover.



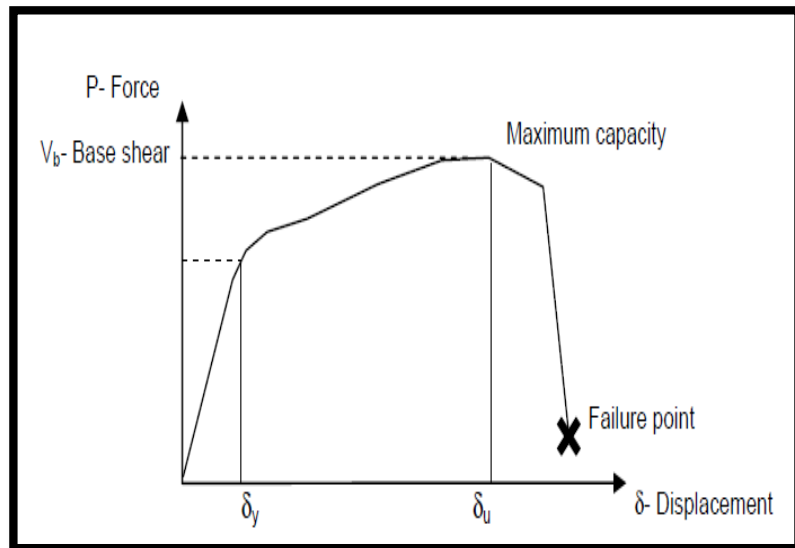
Fuente: Aviran, Mackie & Stojadinovic (2008).

2.2.6.2. Análisis y verificación de la curva de capacidad.

Al realizar todo el procedimiento anterior se obtiene la curva de capacidad PUSHOVER, la cual nos mostrara la cortante basal y la capacidad de desplazamiento del puente (Imagen 24). Se debe realizar una verificación rápida de los valores de cortante basal para verificar los resultados del análisis de empuje, de acuerdo con el número y la capacidad de las rótulas plásticas que se espera que se formen en cada dirección de carga, la altura libre de las curvas de la columna, la capacidad de ductilidad calculada. Adicionalmente, verificar si la capacidad producida por el puente pueda satisfacer con la demanda sísmica, de no ser así, se procederá a

realizar un rediseño de la subestructura del puente.
(Tatjana & Matej, 2014)

Imagen 24: Curva de capacidad de análisis pushover.



Fuente: Tatjana & Matej (2014).

2.2.6.3. Aplicabilidad del Análisis Pushover en Puentes

Tatjana y Matej (2014), en sus estudios realizados sobre el comportamiento de los puentes frente a una evaluación no lineal, recomiendan, que para realizar un análisis PUSHOVER a un puente debemos tener en cuenta lo siguiente:

- a) El análisis pushover no adaptativo de modo único. Aunque es apropiado para el análisis de muchos puentes, tiene ciertas limitaciones. Dado que es un método monomodo, puede tener en cuenta la influencia predominante de un solo modo de vibración. Por tanto, es apropiado para el análisis de puentes, donde la influencia de los modos superiores no es muy importante. Este es el caso cuando la masa efectiva del modo predominante excede el 80% de la masa total.
- b) El método no es adaptativo, lo que significa que no puede tener en cuenta variaciones significativas del modo de vibración predominante. Por tanto, es

adecuado para el análisis de puentes donde el modo predominante no cambia significativamente.

- c) El método pushover se puede utilizar de manera eficiente para la estimación de la respuesta sísmica de la mayoría de los puentes de corta y mediana longitud. En puentes cortos y puentes de longitud media, la precisión del método pushover puede depender de la intensidad sísmica. Por lo general, la mayor intensidad significa una mayor precisión.
- d) El método pushover es, en general, menos preciso en el caso de puentes largos. Se encontró (Isakovic et al. 2008a) que en puentes largos (por ejemplo, la longitud es superior a 500 m), debido a la gran flexibilidad de la superestructura (debido a la gran longitud), la respuesta se ve muy a menudo significativamente influenciada por modos más altos. incluso si están respaldados por columnas relativamente flexibles. Para el análisis de dichos puentes, se pueden utilizar métodos multimodo de empuje. (Tatjana & Matej, 2014)

En conclusión, el método PUSHOVER se puede aplicar en puentes donde:

- a) La rigidez de la superestructura es grande en comparación con la de las columnas. En tales puentes, la superestructura gobierna la respuesta. Esto es típico de los viaductos que no son demasiado largos y que no se apoyan en columnas muy cortas.
- b) La rigidez de las columnas no cambia abruptamente. Es decir, si un puente está sostenido por columnas de alturas muy diferentes, cada columna tiende a moverse en su modo natural. Por lo tanto, cuando la superestructura no es lo suficientemente rígida para controlar la respuesta general, la respuesta está

considerablemente influenciada por los modos superiores. (Tatjana & Matej, 2014)

2.2.6.4. Nivel de desempeño

Según “LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual”

Nivel de desempeño 0 (PL0): No se recomienda un nivel mínimo de desempeño.

Nivel de desempeño 1 (PL1): Seguridad de vida. Se produce un daño significativo durante un terremoto y se interrumpe significativamente el servicio, pero se garantiza la seguridad de la vida. El puente puede necesitar ser reemplazado después de un gran terremoto. (FHWA, 2014)

Nivel de desempeño 2 (PL2): Operacional. Los daños sufridos son mínimos y el servicio completo para vehículos de emergencia debe estar disponible después de la inspección y limpieza de escombros. El puente debe ser reparable con o sin restricciones en el flujo de tráfico. (FHWA, 2014)

Nivel de desempeño 3 (PL3): Completamente operacional. Ningún daño es sostenido y el servicio completo es disponible para todos los vehículos inmediatamente después del terremoto. No se requiere reparación. (FHWA, 2014)

Según Grases Galofré, José

Se mencionan los niveles de desempeño para una futura rehabilitación sísmica (NDRS). Queda entendido que el sismo de diseño es aquel asociado a un período medio de retorno de 1000 años, incorporando las condiciones del subsuelo del sitio de ubicación de las fundaciones del puente. (Grases Galofré, 2016)

Nivel de desempeño para rehabilitación 1 (NDRS1):

Este nivel de desempeño implica el cumplimiento de los requerimientos para evitar la pérdida de soporte de los elementos de la superestructura. Se aceptan daños significativos asociados a demandas importantes de ductilidad. No garantiza la seguridad de vidas. (Grases Galofré, 2016)

Nivel de desempeño para rehabilitación 2 (NDRS2):

Se aceptan daños significativos, aun cuando la seguridad de la vida de los usuarios debe satisfacerse. Es posible que el puente deba ser reemplazado como consecuencia de un sismo fuerte. Daños estructurales que requieren el cierre del puente para su reparación. No se considera tolerable que colapse algún tramo. Pueden ocurrir fenómenos incipientes de licuefacción, con corrimiento limitado de sus cimentaciones. En estructuras de acero, las demandas de ductilidad pueden alcanzar la cedencia y/o pandeo local de miembros aislados, así como de elementos de arriostramiento de acero. (Grases Galofré, 2016)

Nivel de desempeño para rehabilitación 3 (NDRS3):

El puente permanece esencialmente operacional, con daños muy limitados. La estructura debe ser reparable, con o sin restricciones de tráfico vehicular. Se consideran tolerables incursiones inelásticas (demanda de ductilidad) limitadas y el agrietamiento en miembros de concreto no pasan de ser fisuras. No se esperan deformaciones permanentes, a excepción de las juntas de expansión de la superestructura, las cuales podrían requerir ser sustituidas. (Grases Galofré, 2016)

Nivel de desempeño para rehabilitación 4 (NDRS4):

Completamente operacional. Daños son insignificantes y debe ser reparable sin interrupción del tránsito. No hay evidencia de respuesta inelástica o deformaciones permanentes de ningún tipo. (Grases Galofré, 2016)

2.2.6.5. Nivel de amenaza sísmica

Sismo de servicio (SS)

Correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de la estructura. (FHWA, 2014)

Sismo de diseño (SD)

Correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. (FHWA, 2014)

Sismo máximo (SM)

Correspondiente a movimientos de intensidad entre severos y muy severos, de una rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. (FHWA, 2014)

2.3. Marco Conceptual

- a) **Puente:** Estructura requerida para atravesar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial, cuya luz libre es mayor o igual a 6.00 m (20 ft) y forma parte o constituyen un tramo de una carretera o está localizado sobre o por debajo de ella. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)
- b) **Colapso:** Cambio significativo o pérdida abrupta de la capacidad de carga por gravedad del puente que puede ser provocado por la falla de corte en los pilares, por lo que se debe proporcionar acero transversal requerido para proporcionar una resistencia adecuada al corte. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018)
- c) **Pilar:** Es un elemento estructural resistente alargado y en su mayoría vertical, el cual se caracteriza por su forma poligonal o circular con su función de apoyo o soporte, destinado a recibir cargas, principalmente de compresión, para que puedan transmitirlas al terreno mediante la cimentación.
- d) **Sismo:** Movimiento repentino y turbulento que surge del interior de la Tierra, llegando a la superficie en forma de energía debido al movimiento de placas tectónicas.
- e) **Nivel de desempeño:** Estado o condición de daño limitante descrito por el daño físico en el puente, seguridad de vida, situación operacional y completamente operacional después del sismo (FHWA, 2014)
- f) **Análisis no lineal:** Es un análisis que considera un comportamiento más real de los materiales y la estructura en general en cuanto a esfuerzos, deformaciones, tensiones y desplazamientos para que después en la etapa de diseño se garantice los altos niveles de calidad, rendimiento y seguridad. (Chancha Calderón, 2018)
- g) **Vida útil:** Es el tiempo esperado en que el puente debe funcionar en condiciones óptimas de servicio.

- h) **Rótula plástica:** Es un modelo que representa las rotaciones inelásticas que presentan las secciones dúctiles, consiste en concentrar toda la rotación inelástica en un punto del elemento que incursiona en el rango no lineal. (Cabrera Venegas, 2018)
- i) **Miembro dúctil:** Un miembro estructural que puede deformarse inelásticamente durante varios ciclos sin una degradación significativa de la resistencia bajo las demandas generadas por los riesgos sísmicos de diseño. (CALTRANS, 2019)
- j) **Espectro de diseño:** Es la representación gráfica que muestra las respuestas máximas (aceleración, velocidad o desplazamiento) de los puentes idealizados como osciladores de un solo grado de libertad frente a los períodos de los puentes. (CALTRANS, 2019)
- k) **Curva de capacidad:** Es un método aplicado para un procedimiento de análisis estático no lineal que calcula desplazamientos inelásticos con parámetros de ductilidad.
- l) **Curvatura:** Una medida de deformación por flexión definida como el recíproco del radio de curvatura del eje neutro de un elemento en flexión. La curvatura se calcula matemáticamente como la relación entre la deformación extrema de la fibra y la distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema.
- m) **Desplazamiento de demanda:** Es el desplazamiento máximo generado en la subestructura del puente, debido a una fuerza sísmica en la dirección transversal o longitudinal del puente.
- n) **Desplazamiento de capacidad:** Es el desplazamiento máximo que puede deformarse la subestructura del puente.

2.4. Hipótesis

- Al analizar el Puente Chamán mediante el análisis estático no lineal (pushover) el nivel de desempeño sísmico nos indicará que el puente colapsará frente a sollicitaciones sísmicas ($T_r = 475 - 1000$ años).

2.5. Variables

- **Variable dependiente:**
 - Nivel de desempeño sísmico
- **Variables independientes:**
 - Categoría de diseño sísmico
 - Desplazamiento de demanda sísmica
 - Capacidad de desplazamiento.

Tabla 12: Operacionalización de variables.

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADOR	UNIDAD DE MEDIDA	INSTRUMENTO DE MEDICIÓN
Dependiente				
Nivel de desempeño sísmico	Estado límite operacional - ocupación inmediata - seguridad de vida - prevención de colapso	Análisis estático no lineal	cm	AASHTO Seismic 2014/Caltrans 2019
Independiente				
Categoría de diseño sísmico	Espectro de respuesta sísmica	Peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 y 100 años	Periodo (s) vs Aceleración (m/s ²)	Manual de Puentes MTC 2018
Desplazamiento de demanda sísmica	Demanda transversal y longitudinal del pilar del puente	Desplazamiento máximo producido por el sismo	cm	Software CSI Bridge v21
Capacidad de desplazamiento	Capacidad transversal y longitudinal del pilar del puente	Máximo desplazamiento que soporta la estructura	cm	AASHTO Seismic 2014/Caltrans 2019

Fuente: Elaboración propia.

III. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo y nivel de investigación

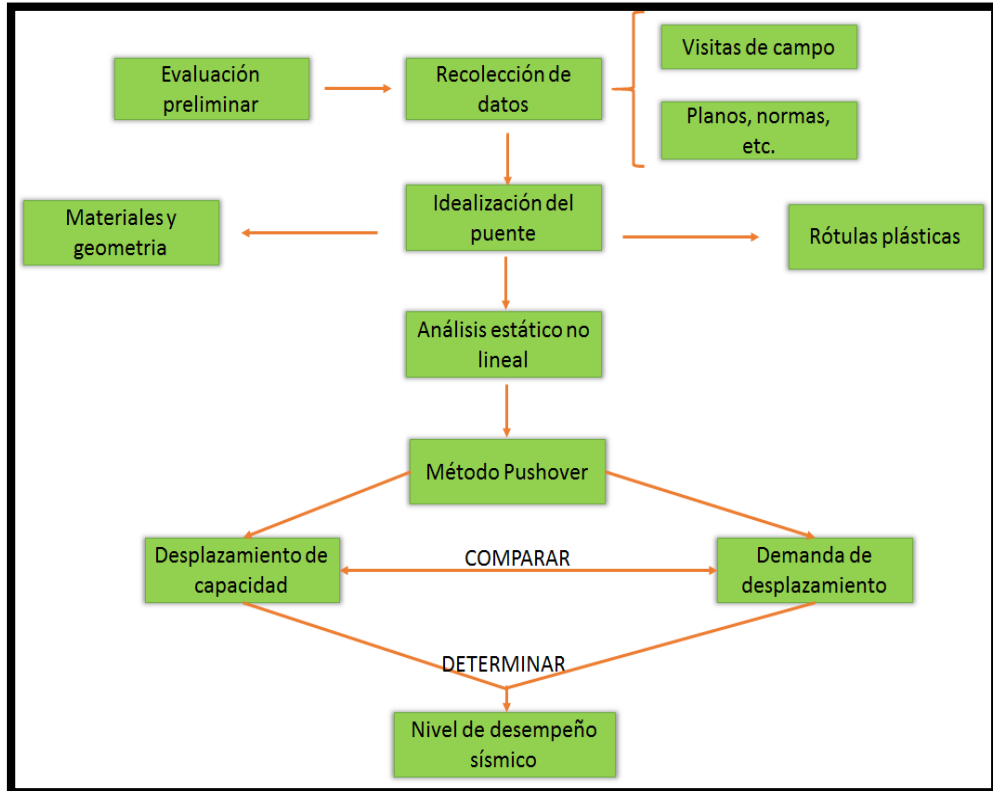
- **Tipo de investigación**
Aplicada
- **Nivel de investigación**
Explicativa

3.2. Población y muestra de estudio

- **Población**
La población está formada por los puentes de concreto armado construidos en la costa del departamento de La Libertad.
- **Muestra**
La muestra de estudio está delimitada en el Puente Chamán, ubicado en Chepén.

3.3. Diseño de investigación

Imagen 25: Esquema de diseño de investigación.



Fuente: Elaboración propia.

3.4. Técnicas e instrumentos de investigación

Técnicas:

Inspección: Conjunto de acciones de gabinete y campo, desde recopilación de información (historia del puente, expedientes técnicos del proyecto, planos post construcción, inspecciones previas, etc.), hasta la toma de datos en campo, a fin de conocer el estado del puente en un instante dado.

Análisis y recopilación bibliográfica. Técnica para realizar una recopilación de datos para lo cual se buscó bibliografías, antecedentes, libros, manuales, normas, etc. Que estén relacionados con el tema de investigación.

Instrumentos:

- Planos detallados y a escala
- Guías, manuales, revistas, artículos científicos.
- Juicio de expertos
- Software para modelamiento de la estructura

3.5. Procesamiento y análisis de datos

Se realizará una evaluación preliminar del puente, esto es: ubicación, dimensiones, fenómenos climatológicos, tipo de material, etc. Se deberá realizar una inspección visual in situ para determinar las características estructurales de los elementos principales y secundarios del puente. Método cuantitativo

De los datos recolectados, se procederá a idealizar y caracterizar los elementos principales y secundarios que conforman el puente, seguidamente se procederá a realizar el modelamiento matemático en el software CSIBRIDGE V21, para aplicar el análisis estático no lineal (pushover) de la estructura.

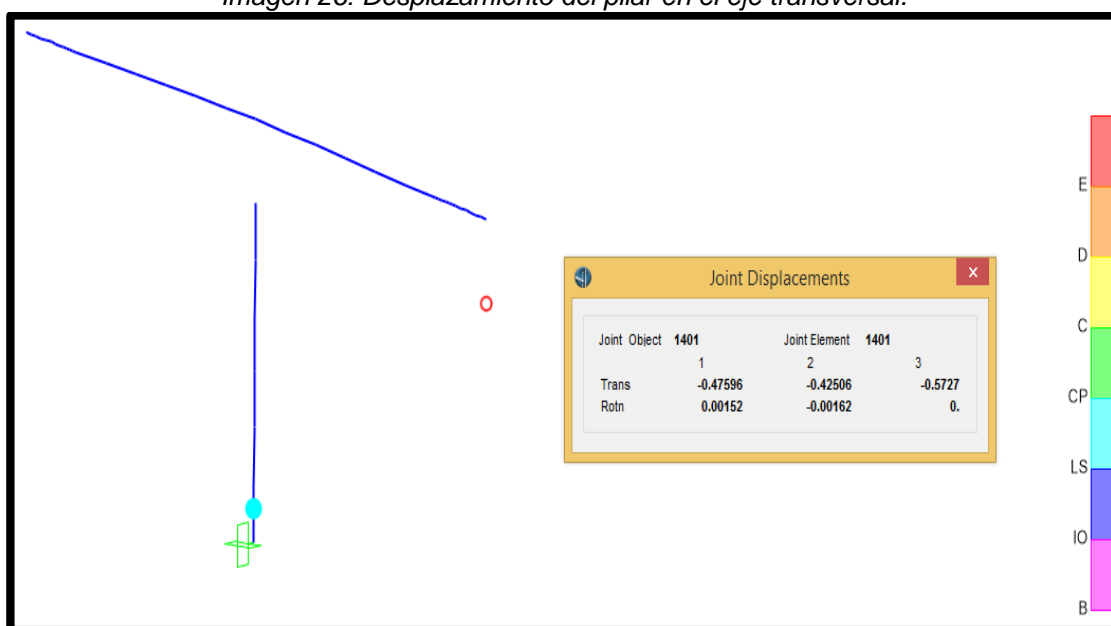
IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Propuesta de investigación

Debido a que el objetivo principal de la investigación es analizar el nivel de desempeño sísmico del Puente Chamán, mediante el análisis estático no lineal (pushover) frente a solicitaciones sísmicas, debemos hallar desplazamientos máximos que soportará el pilar del puente en una dirección específica (longitudinal, transversal). De esta manera, se podrá conocer si su comportamiento ante sismos raros o muy raros, con periodos de retorno de 475 y 1000 años, respectivamente, no comprometan en un eventual colapso. Para esta situación, lo que se busca es que su capacidad de desplazamiento sea mayor a la demanda sísmica, es decir, que la estructura no sufra daños significativos y siga funcionando después de ocurrido el sismo. Esto dependerá en gran parte de las propiedades no lineales del material y geometría del pilar central, de lo contrario, se requerirá de un reforzamiento estructural.

De acuerdo al modelo realizado en CSI Bridge v21, en la Imagen 26 se puede observar que en el eje transversal para sismos muy raros ($T_r = 1000$ años) se tiene un desplazamiento de 0.43 cm.

Imagen 26: Desplazamiento del pilar en el eje transversal.



Fuente: Elaboración propia.

4.2. Análisis e interpretación de resultados

4.2.1. Ubicación

El puente de estudio se ubica en el distrito de Chepén, provincia de Chepén, departamento de La Libertad, en el Km 701 de la Carretera Panamericana Norte.

Imagen 27: Ubicación del Puente Chamán.



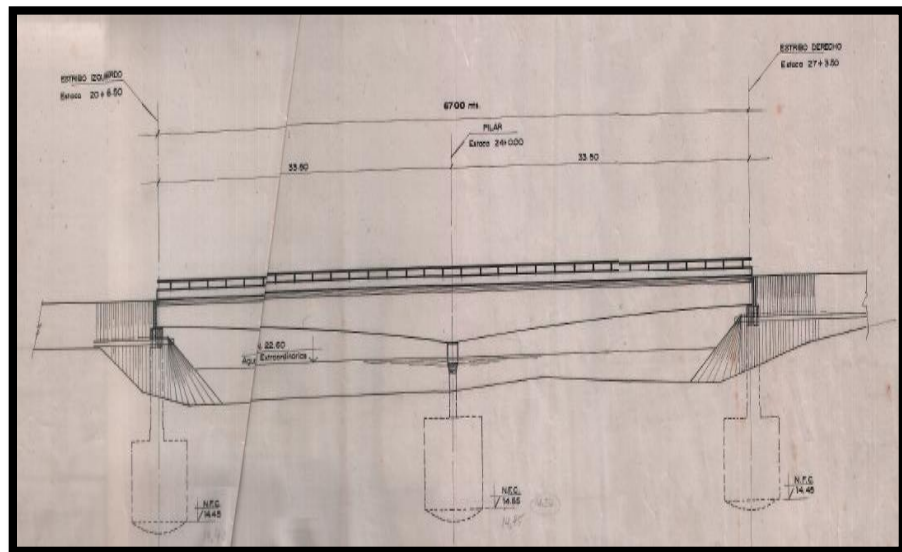
Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Descripción

Generalidades

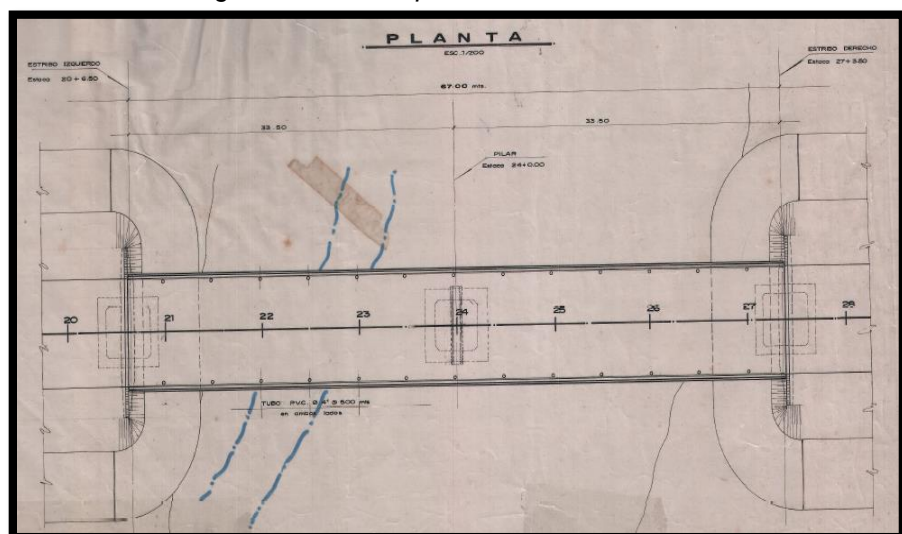
El puente Chamán cubre un claro de 67 m sobre el Río Loco del Chamán. Es de eje recto, con tramos simplemente apoyados de 33.5 m. Por otro lado, su sección longitudinal es variable, con una sección recta de 12 m y sección parabólica de 21.20 m en cada lado.

Imagen 28: Vista longitudinal del Puente Chamán.



Fuente: Plano "Ubicación – Vista General" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Imagen 29: Vista en planta del Puente Chamán.



Fuente: Plano "Ubicación – Vista General" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Importancia

Se considera que el puente es de tipo esencial, debido a que se encontrará abierto para el tránsito de vehículos de emergencia, considerando un periodo de retorno de 1000 años.

Superestructura

Cuenta con los siguientes elementos:

Losa de concreto armado de ancho total de 10.30 m y espesor de 0.18 m. Presenta barreras de protección de 0.40 m en ambos extremos y dos carriles con ancho de 4.75 m.

Superficie de rodadura con espesor de 2”.

Vigas diafragma en los apoyos e interiores a cada 11.15 m entre eje.

0.50 x 1.50 m (estribos)

0.60 x 3.00 m (pilar central)

0.30 x 1.25 m (diafragma interior menor)

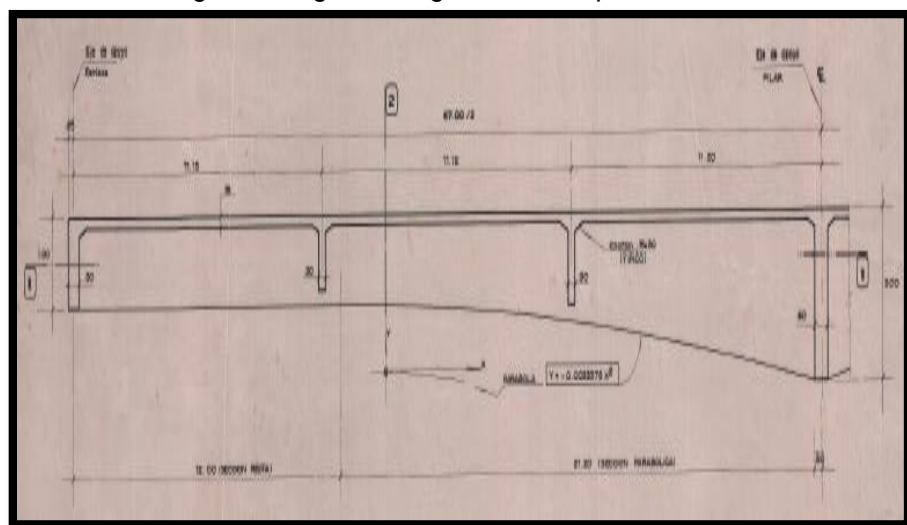
0.30 x 1.50 m (diafragma interior mayor)

Tres vigas principales de 0.50 x 1.75 m con chaflanes, separados a 2.70 m entre ejes.

Todos las vigas y losa cuentan con una resistencia a la compresión de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

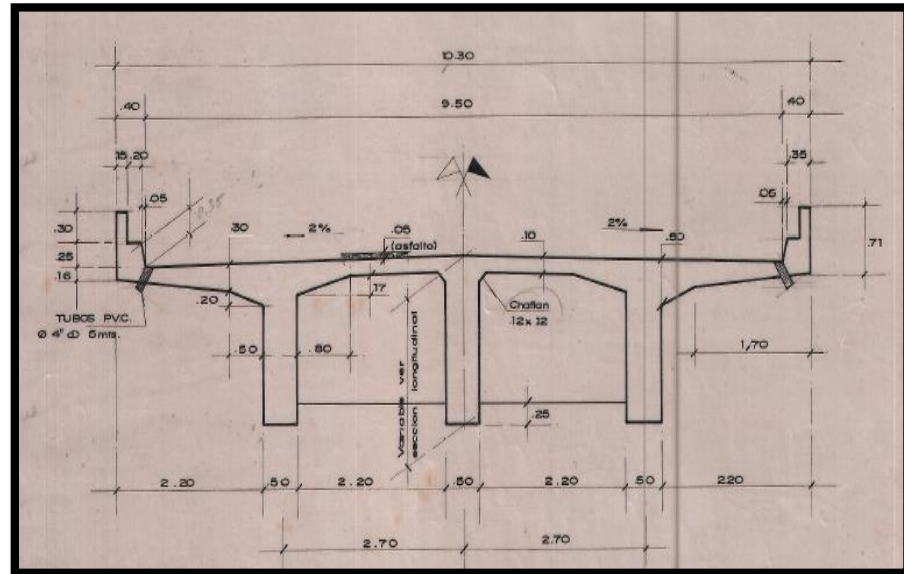
El acero de refuerzo es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Imagen 30: Vigas diafragmas de la superestructura.



Fuente: Plano "Geometría Superestructura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Imagen 31: Vista transversal de la superestructura.



Fuente: Plano "Geometría Superestructura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Subestructura

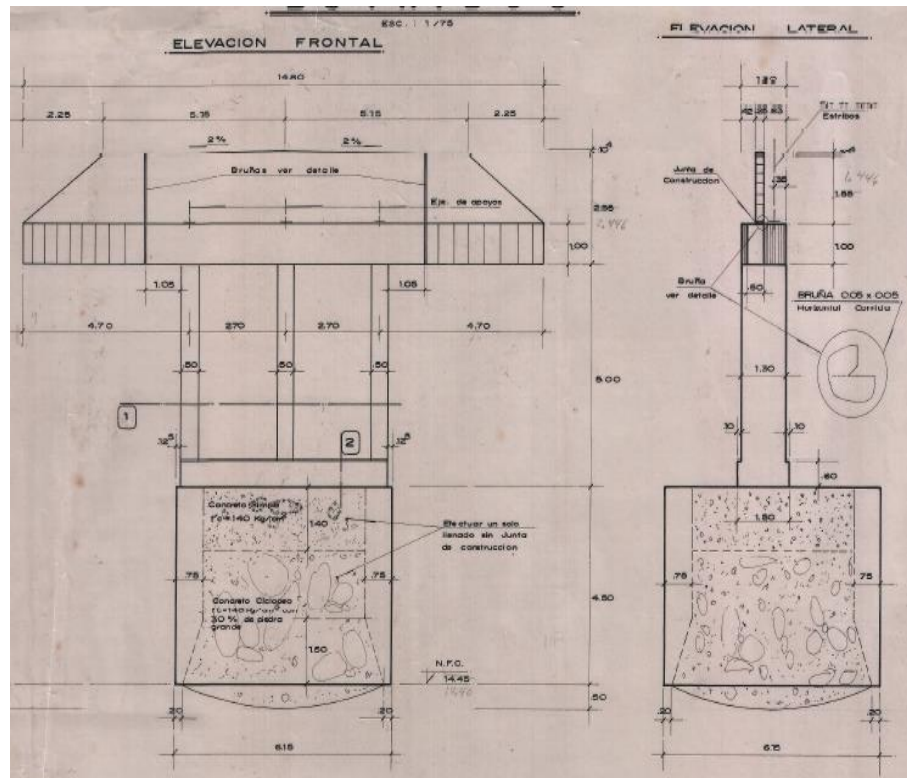
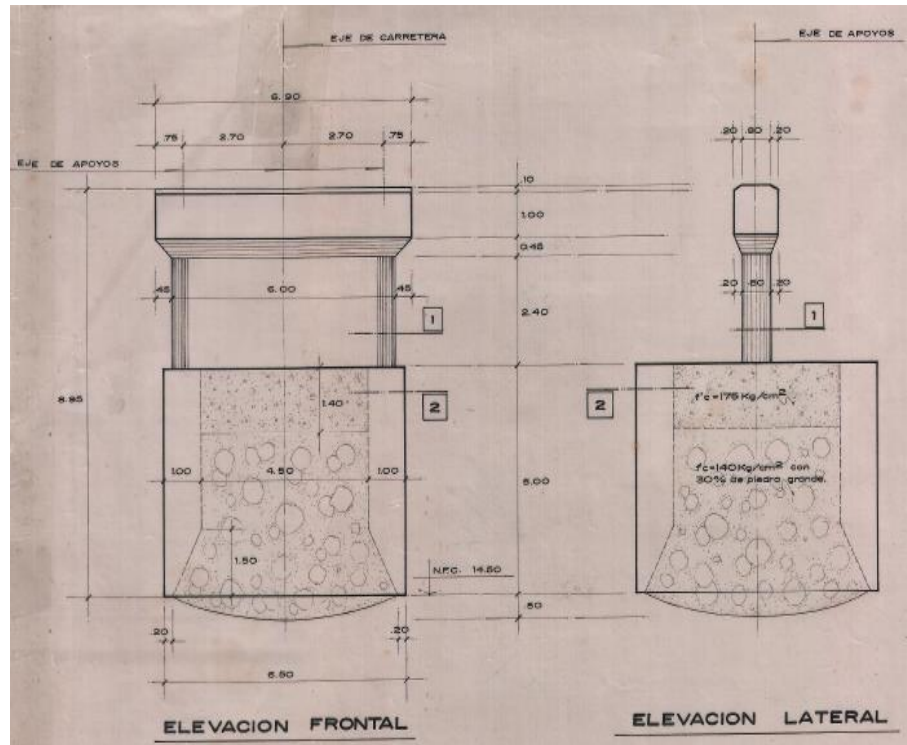
Cuenta con los siguientes elementos:

- Un pilar central con sección ovalada de 6.00 x 0.80 m y altura de 2.40 m. Su base consta de dos capas: El primero es un relleno superior del Caisson del pilar con $f'c= 175 \text{ kg/cm}^2$, y el segundo es un relleno inferior de concreto ciclópeo con 30% de piedra grande con $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$
- Viga cabezal de sección compuesta.
- Estribos con altura de 5.00 m. Su base consta de dos capas: El primero es un relleno superior de concreto simple con $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$, y el segundo es un relleno inferior de concreto ciclópeo con 30% de piedra grande con $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$.

Los pilares y estribos cuentan con una resistencia a la compresión de $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$

El acero de refuerzo es $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Imagen 32: Elevación Frontal y Lateral de la Subestructura.



Fuente: Plano "Pilares: Geometría y Armadura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

4.2.3. Espectro de diseño

A continuación, se determinó el espectro de diseño del puente Chamán – Chepén para dos sismos:

Sismo raro

Calculo del espectro de respuesta para un $T_r = 475$ AÑOS. Para una clase de sitio tipo C.

Probabilidad de excedencia= 10%

Vida Útil= 50 años

PGA= 0.4

$S_s = 1.01$

$S_1 = 0.4$

-Cálculo del A_s :

Coefficientes de sitio F_{pga} y F_a .

Clase del Sitio	Coefficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	PGA ≤ 0.10 $S_s \leq 0.25$	PGA = 0.20 $S_s = 0.50$	PGA = 0.30 $S_s = 0.75$	PGA = 0.40 $S_s = 1.00$	PGA ≥ 0.50 $S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de PGA y S_s .

Fuente: Manual de Puentes (2018).

De la tabla 5 y 6, obtenemos $F_{pga} = 1.0$; $F_a = 1.0$

$$A_s = F_{pga} \times PGA$$

$$A_s = 1.0 \times 0.4$$

$$A_s = 0.4$$

-Cálculo del S_{DS} :

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$S_{DS} = 1.0 \times 1.01$$

$$S_{DS} = 1.01$$

-Cálculo del S_{D1} :

Coefficientes de sitio F_v .

Clase de Sitio	Coeficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_1

Fuente: Manual de Puentes (2018).

De la tabla 7, obtenemos $F_v=1.4$

$$S_{D1} = F_v * S_1$$

$$S_{D1} = 1.4 \times 0.4$$

$$S_{D1} = 0.56$$

-Cálculo del T_0

$$T_0 = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0.2 * \frac{0.56}{1.01}$$

$$T_0 = 0.111$$

-Cálculo del T_s :

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{0.56}{1.01}$$

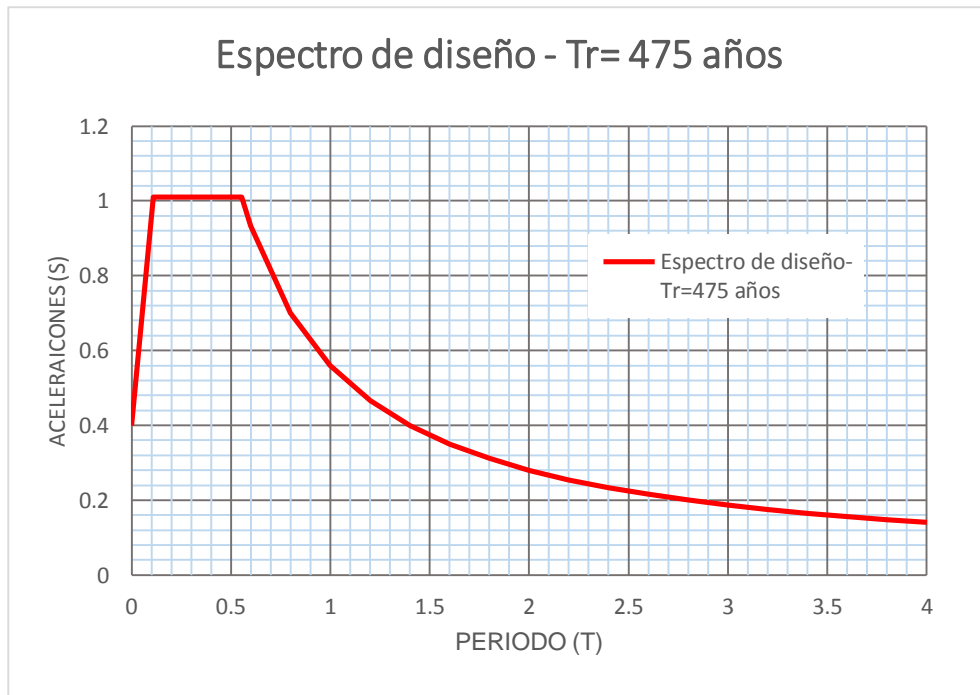
$$T_s = 0.554$$

Tabla 13: Parámetros para el diseño del espectro de diseño para un periodo de retorno de 475 años.

Parametros, AASHTO LFRD 2014			Sa	Tm
PGA	0.4	Ver mapa isoaceleraciones T=0 seg	0.4	0
S _s	1.01	Ver mapa isoaceleraciones T=0.2 seg	1.01	0.111
S ₁	0.4	Ver mapa isoaceleraciones T=1 seg	1.01	0.2
F _{pga}	1	tabla	1.01	0.554
F _a	1	tabla	0.93	0.600
F _v	1.4	tabla	0.70	0.800
As	0.4	Fpga x PGA	0.56	1
S _{DS}	1.01	Fa x Ss	0.47	1.2
S _{D1}	0.56	Fv x S1	0.40	1.4
T ₀	0.111	0.2 x (Sd1/Sds)	0.35	1.6
T _s	0.554	Sd1/Sds	0.31	1.8
T _L	4.000		0.28	2
			0.25	2.2
			0.23	2.4
			0.22	2.6
			0.20	2.8
			0.19	3
			0.18	3.2
			0.16	3.4
			0.16	3.6
			0.15	3.8
			0.14	4

Fuente: Elaboración propia.

Imagen 33: Espectro de diseño para un Tr= 475 años.



Fuente: Elaboración propia.

Sismo muy raro

Calculo del espectro de diseño para un $T_r = 1000$ AÑOS. Para una clase de sitio tipo C.

Probabilidad de excedencia= 7%

Vida Útil= 75 años

PGA= 0.5

$S_s = 1.20$

$S_1 = 0.49$

-Cálculo del A_s :

Coefficientes de sitio F_{pga} y F_a .

Clase del Sitio	Coeficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	PGA ≤ 0.10 $S_s \leq 0.25$	PGA = 0.20 $S_s = 0.50$	PGA = 0.30 $S_s = 0.75$	PGA = 0.40 $S_s = 1.00$	PGA ≥ 0.50 $S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de PGA y S_s .

Fuente: Manual de Puentes (2018).

De la tabla 5 y 6, obtenemos $F_{pga} = 1.0$; $F_a = 1.0$

$$A_s = F_{pga} \times PGA$$

$$A_s = 1.0 * 0.5$$

$$A_s = 0.5$$

-Cálculo del S_{DS} :

$$S_{DS} = F_a * S_s$$

$$S_{DS} = 1.0 * 1.2$$

$$S_{DS} = 1.2$$

-Cálculo del S_{D1} :

Coefficientes de sitio F_v .

Clase de Sitio	Coeficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_1

Fuente: Manual de Puentes (2018).

De la tabla 7, obtenemos $F_v=1.31$

$$S_{D1} = F_v * S_1$$

$$S_{D1} = 1.31 \times 0.49$$

$$S_{D1} = 0.6419$$

-Cálculo del T_0

$$T_0 = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0.2 * \frac{0.6419}{1.2}$$

$$T_0 = 0.107$$

-Cálculo del T_s :

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{0.6419}{1.2}$$

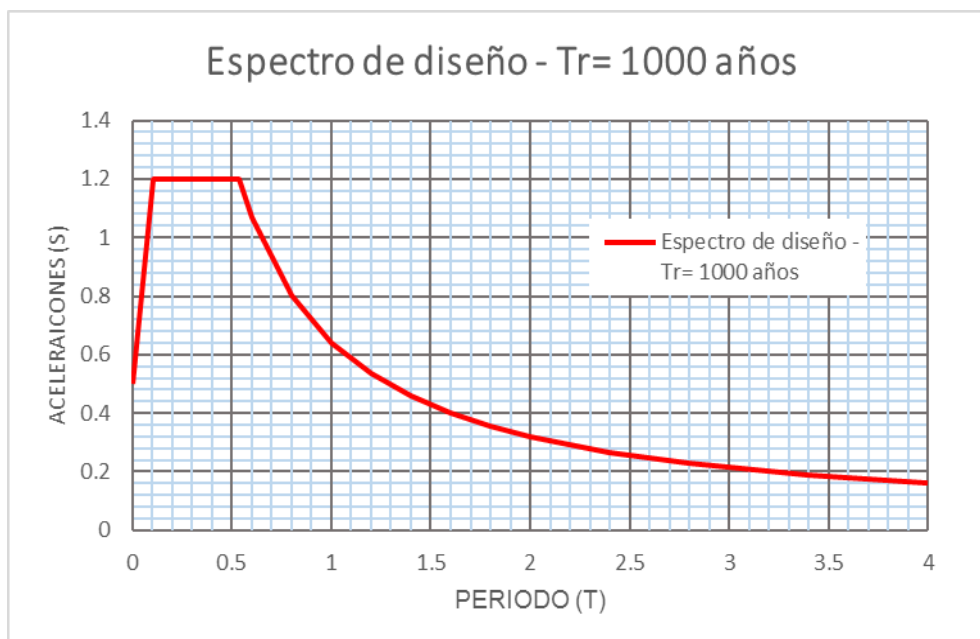
$$T_s = 0.535$$

Tabla 14: Parámetros para el diseño del espectro de diseño para un periodo de retorno de 1000 años.

Parametros, AASHTO LFRD 2014			Sa	Tm
PGA	0.5	Ver mapa isoaceleraciones T=0 seg	0.5	0
S _s	1.2	Ver mapa isoaceleraciones T=0.2 seg	1.2	0.107
S ₁	0.49	Ver mapa isoaceleraciones T=1 seg	1.2	0.2
F _{pga}	1	tabla	1.2	0.535
F _a	1	tabla	1.07	0.600
F _v	1.31	tabla	0.80	0.800
As	0.5	F _{pga} x PGA	0.6419	1
S _{DS}	1.2	F _a x S _s	0.53	1.2
S _{D1}	0.6419	F _v x S ₁	0.46	1.4
T ₀	0.107	0.2 x (S _{d1} /S _{ds})	0.40	1.6
T _s	0.535	S _{d1} /S _{ds}	0.36	1.8
T _L	4.000		0.32	2
			0.29	2.2
			0.27	2.4
			0.25	2.6
			0.23	2.8
			0.21	3
			0.20	3.2
			0.19	3.4
			0.18	3.6
			0.17	3.8
			0.16	4

Fuente: Elaboración propia

Imagen 34: Espectro de diseño para un Tr= 1000 años.



Fuente: Elaboración propia.

4.2.4. Metrado de cargas

Se realizó el metrado de cargas del puente, el cual está compuesto por: dos tableros (sección compuesta), cuatro vigas diafragmas, una viga cabezal (sección compuesta), un pilar central:

PESO PROPIO:

Tablero (T):

-Lado recto: 2 veces x 3.99 m² x 12 m x 2.4 ton/m³= 230.19 ton

-Lado curvo: 2 veces x 112.72 m³ x 2.4 ton/m³= 541.07 ton

Tabla 15: Tabla de volúmenes en tramo de sección curva en el tablero con vigas T.

Longitud	Area	$((A1+A2)/2)*L$
12	3.9964	
13	4.0014	3.9989
14	4.0164	4.0089
15	4.0415	4.0290
16	4.0765	4.0590
17	4.1216	4.0991
18	4.1766	4.1491
19	4.2418	4.2092
20	4.3168	4.2793
21	4.402	4.3594
22	4.497	4.4495
23	4.6023	4.5497
24	4.7172	4.6598
25	4.8426	4.7799
26	4.9775	4.9101
27	5.123	5.0503
28	5.2779	5.2005
29	5.4434	5.3607
30	5.6183	5.5309
31	5.8038	5.7111
32	5.9987	5.9013
33	6.2043	6.1015
33.5	6.2464	6.2254
	Vtotal=	112.722

Fuente: Elaboración propia.

∴ P_T: 230.19 ton + 541.07 ton = 771.26 ton

Vigas diafragma (VD):

-Estribo: $2 \text{ veces} \times 0.50 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} \times 4.40 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3$
= 15.84 ton

-Pilar: $1 \text{ vez} \times 0.60 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 4.40 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3$
= 19.01 ton

-Mayor: $2 \text{ veces} \times 0.30 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} \times 4.40 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3$
= 9.50 ton

-Menor: $2 \text{ veces} \times 0.30 \text{ m} \times 1.25 \text{ m} \times 4.40 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3$
= 7.92 ton

$\therefore P_{VD}: 15.84 \text{ ton} + 19.01 \text{ ton} + 9.50 \text{ ton} + 7.92 \text{ ton} = 52.27 \text{ ton}$

Viga cabezal (VC):

-Rectángulo: $1 \text{ vez} \times 6.90 \text{ m} \times 1.55 \text{ m} \times 1.20 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3$
= 30.80 ton

-Triángulo corto: $2 \text{ veces} \times (0.45 \times 0.45) \text{ m} / 2 \times 1.20 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3$
= -0.58 ton

-Triángulo largo: $2 \text{ veces} \times (6.00 \times 0.45) \text{ m} / 2 \times 0.20 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3$
= -1.30 ton

$\therefore P_{VC}: 30.80 \text{ ton} - 0.58 \text{ ton} - 1.30 \text{ ton} = 28.92 \text{ ton}$

Pilar (P):

-Pilar: $1 \text{ vez} \times 4.66 \text{ m}^2 \times 2.40 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 26.84 \text{ ton}$

$\therefore P_P: 26.84 \text{ ton}$

Peso propio total (P_{TOTAL}):

$\therefore P_{P \text{ TOTAL}}: P_T + P_{VD} + P_{VC} + P_P$
= 771.26 ton + 52.27 ton + 28.92 ton + 26.84 ton
= 879.29 ton

BARRERA (B):

$\therefore P_B: 2 \text{ veces} \times 0.30 \text{ ton/m} \times 67 \text{ m} = 40.20 \text{ ton}$

ASFALTO (DW):

$\therefore P_{DW}: 0.05 \text{ m} \times (10.30 - 0.40 \times 2) \text{ m} \times 67 \text{ m} \times 2.25 \text{ ton/m}^3$
= 71.61 ton

4.2.5. Categoría de diseño sísmico

La zona sísmica dependerá del coeficiente de aceleración (S_{D1}) para $T= 1$ s. Para este proyecto, S_{D1} es 0.59 por lo que, según la tabla 8, la categoría de diseño sísmico es D.

Categoría de diseño sísmico.

Acceleration Coefficient, S_{D1}	Seismic Zone – LRFD Specifications	Seismic Design Category (SDC) – Guide Specifications
$S_{D1} \leq 0.15$	1	A
$0.15 \leq S_{D1} < 0.30$	2	B
$0.30 \leq S_{D1} < 0.50$	3	C
$0.50 \leq S_{D1}$	4	D

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017).

4.2.6. Selección del método de análisis sísmico.

El manual de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones, nos da requisitos mínimos para realizar un análisis sísmico. Como indica la tabla 10:

Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos.

Zona Sísmica	Puentes de Un Solo Tramo	Puentes de Múltiples Tramos					
		Otros Puentes		Puentes Esenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Fuente: Manual de Puentes (2018).

En el caso del Puente Chamán, el puente cuenta con dos tramos, es regular, se encuentra en la zona sísmica 4 (categoría D) y por su importancia es esencial. Por lo que podemos decir que, el Puente Chaman necesita como mínimo un análisis modal espectral.

Requisitos para que un puente sea considerado como regular:

Requisitos para que un puente sea considerado regular.

Parámetro	Valor				
Número de tramos	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1.5	1.5
Máxima relación de rigidez Pilar/pila entre tramo y tramo, excluyendo estribos	-	4	4	3	2

Fuente: Manual de Puentes (2018).

El Puente Chamán:

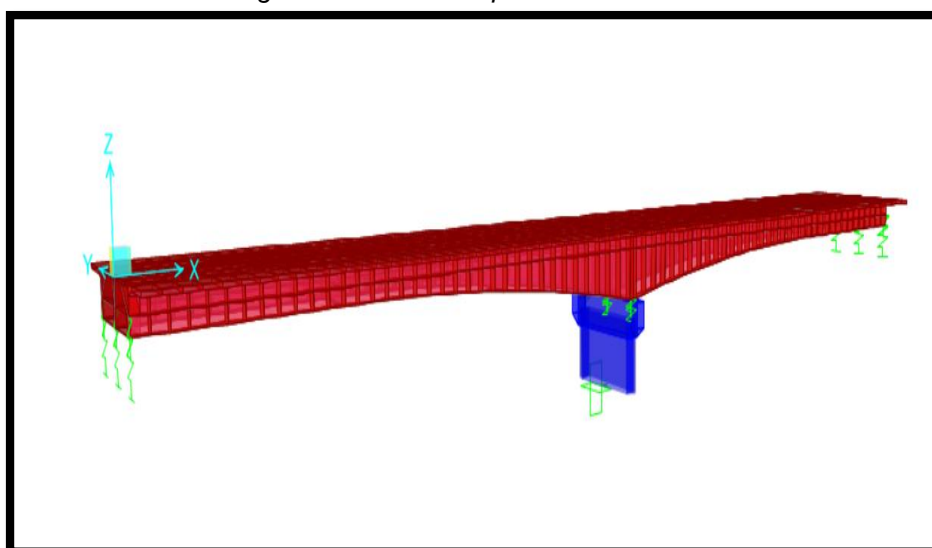
- Consta de 2 tramos.
- El puente es recto.
- La relación entre tramo y tramo es 1.

En conclusión; de acuerdo al Manual de Puentes (Tabla 11), el Puente Chamán es considerado un puente regular.

4.2.7. Modelo del puente

La imagen que se presenta a continuación, nos muestra el modelo matemático del Puente Chamán en tres dimensiones (3D), cuyos ejes están orientados de la siguiente manera: en la dirección longitudinal con el eje X-X, y dirección transversal con el eje Y-Y.

Imagen 35: Modelo del puente con L= 67m.



Fuente: Elaboración propia.

Características y dimensiones del puente, que se consideró para el modelado del Puente Chamán:

Tabla 16: Resumen de las propiedades seccionales de los elementos del puente.

	ELEMENTOS	DIMENSIONES			f'c (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	U
		Ancho	Largo	Altura			
SUPERESTRUCTURA	Losa	13.30	-	0.18	280.00	252671.33	0.20
	Vigas diafragma (Estribos)	0.50	-	1.50	280.00	252671.33	0.20
	Vigas diafragma (Pilar central)	0.60	-	3.00	280.00	252671.33	0.20
	Diafragma interior menor	0.30	-	1.25	280.00	252671.33	0.20
	Diafragma interior mayor	0.30	-	1.50	280.00	252671.33	0.20
	Vigas principales	0.5	-	1.75	280	252671.328	0.20
SUB-ESTRUCTURA	Pilar Central	0.8	6	2.4	175	199754.224	0.20
	Viga Cabezal	1.2	6.9	1.55	210	218819.789	0.20

Fuente: Elaboración propia.

4.2.8. Análisis no lineal de la estructura:

Propiedad del material

La propiedad del material está determinada por la curva de Mander, en función de la histéresis del concreto. Este puede estar en dos estados: Concreto confinado y no confinado. Las siguientes imágenes muestran la curva de Mander para un concreto de 175 kg/cm², para un estado confinado y no confinado.

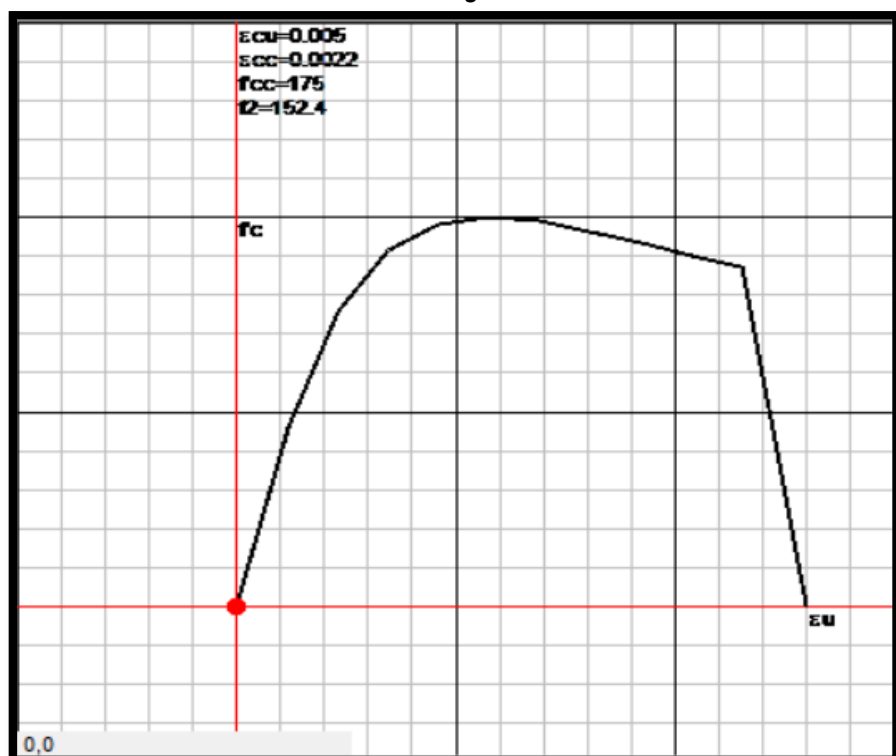
También, se muestra la curva de esfuerzo deformación del acero Grado 60, para una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm².

Imagen 36: Concreto Confinado según Mander para un concreto $f'_c=175\text{kg/cm}^2$.



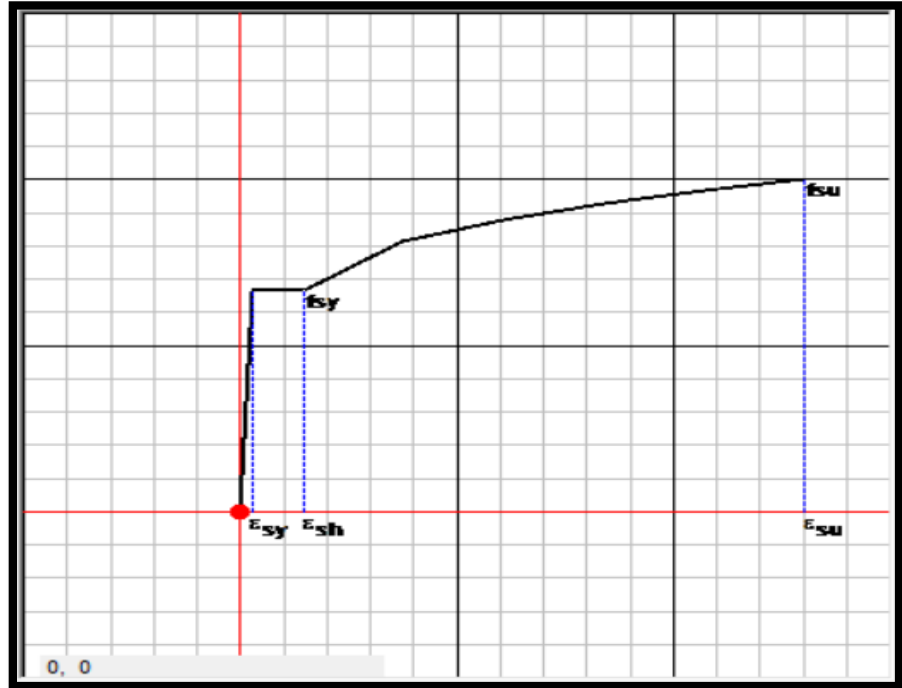
Fuente: Elaboración propia.

Imagen 37: Concreto No-Confinado según Mander para un concreto $f'_c=175\text{kg/cm}^2$.



Fuente: Elaboración propia.

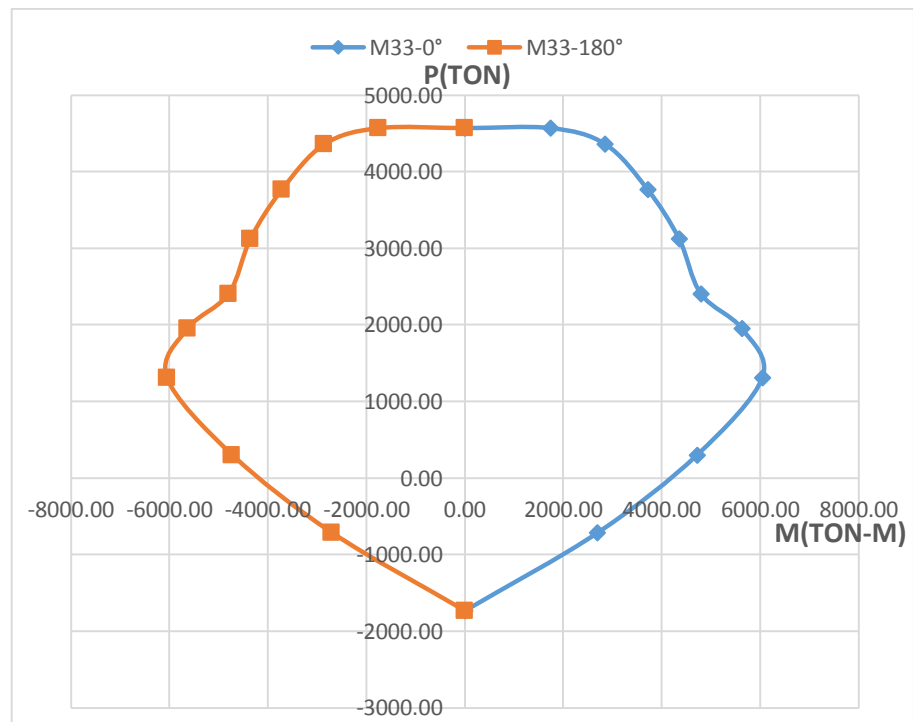
Imagen 38: Diagrama de esfuerzo vs deformación del acero Grado 60.



Fuente: Elaboración propia.

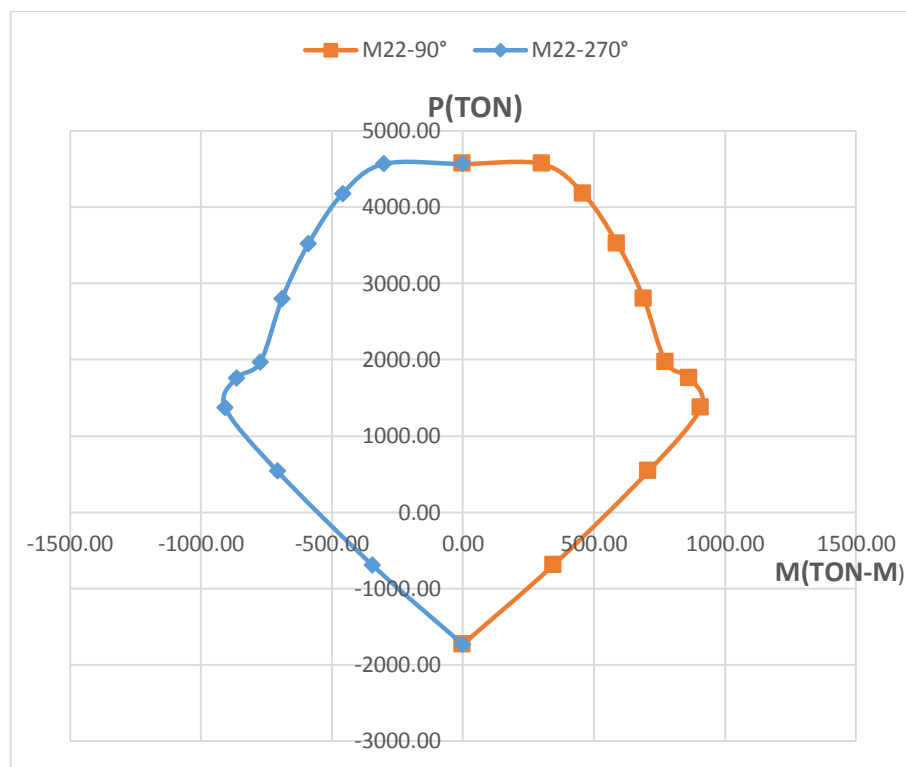
Describe el comportamiento de las columnas de acuerdo a las combinaciones de carga axial y momento. Las figuras que se muestran a continuación representan: El diagrama de iteración del pilar de concreto armado de 0.80 x 6.00 m.

Imagen 39: Diagrama de iteración del pilar, para el ángulo de 0°-180°.



Fuente: Elaboración propia.

Imagen 40: Diagrama de iteración del pilar, para el ángulo de 90° - 270°.

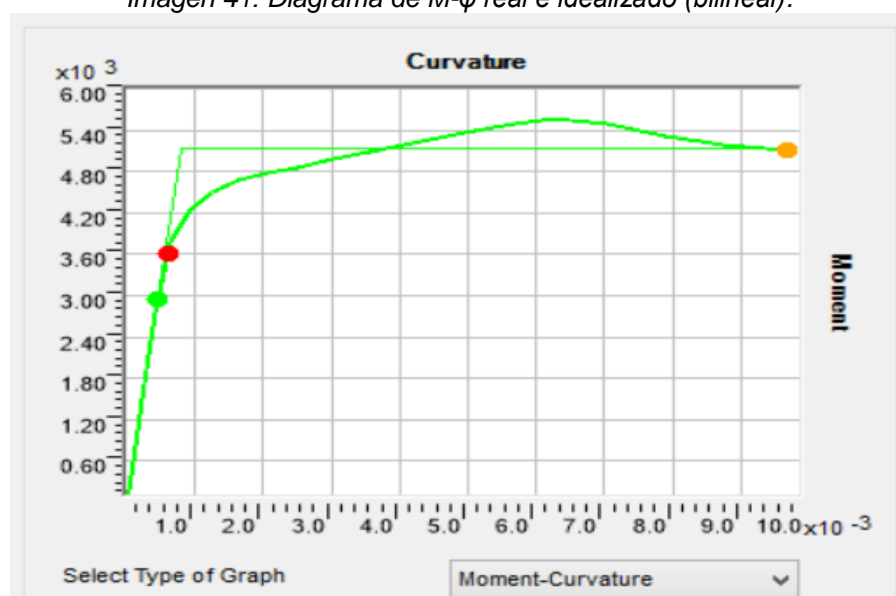


Fuente: Elaboración propia.

Diagrama de momento curvatura

La siguiente imagen representa el diagrama de momento curvatura (M- ϕ) Tanto la real como la idealizada. Lo cual nos indica una curvatura de $\phi=0.00968$ rad; y un momento plástico de $M_p=5101.58$ ton-m.

Imagen 41: Diagrama de M- ϕ real e idealizado (bilineal).



Fuente: Elaboración propia.

4.2.9. Longitud de plasticidad:

De acuerdo al CALTRANS 2019, para pilares se tiene una longitud de plastificación que resulta de la siguiente expresión:

$$L_p \leq \begin{cases} 0.08L + 0.15 f_{ye} d_{bi} \\ 0.3 f_{ye} d_{bi} \end{cases}$$

Donde:

f_{ye} : Fluencia efectiva del refuerzo longitudinal (ksi)

d_{bi} = Diámetro del refuerzo longitudinal (pies).

Se deben convertir las unidades, siendo así:

$$\begin{aligned} L_{\text{real}} &= 2.40 \text{ m} \times (3.28 \text{ ft} / 1\text{m}) \\ &= 7.87 \text{ ft.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ye} &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \times (2.205 \text{ lb} / 1 \text{ kg}) \times (1 \text{ cm}^2 / 0.155 \text{ in}^2) \\ &= 59738.09 \text{ lb/in}^2 \approx 59.738 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$d_{bi} = 1 \text{ in} = 0.083 \text{ ft.}$$

Para el cálculo de L_p , se tomará el menor valor de (1) y (2):

$$\begin{aligned} L_p &= 0.08L + 0.15 f_{ye} * d_{bi} \\ &= 0.08 (7.87) + 0.15 (59.738) (0.083) \\ &= 1.38 \text{ ft} \dots (1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 0.3 f_{ye} * d_{bi} \\ &= 0.3 (59.738) (0.083) \\ &= 1.49 \text{ ft} \dots (2) \end{aligned}$$

Por lo tanto, tomamos $L_p = 1.38 \text{ ft}$. Se convertirá en m:

$$\begin{aligned} L_p &= 1.38 \text{ ft} \times (1\text{m} / 3.28 \text{ ft}) \\ &= 0.4195 \text{ m} \approx 0.45 \text{ m} \end{aligned}$$

Se deberá tomar la mitad de L_p :

$$\begin{aligned} L_p/2 &= 0.45/2 \\ &= 0.225 \text{ m} \end{aligned}$$

Se ubicarán las longitudes de plastificación L_{sup} y L_{inf} en el pilar:

$$H \text{ viga cabezal} = 1.55 \text{ m}$$

$$L_{sup} = L_p/2 + h_{\text{viga cabezal}}/2$$

$$= 0.225 + 1.55/2$$

$$= 1 \text{ m}$$

$$L_{inf} = 0.225 \text{ m}$$

Se tomarán las longitudes relativas L_2 (L_{sup}) y L_1 (L_{inf}):

$$L_{eje} = h_{\text{viga cabezal}}/2 + L_{real}$$

$$= 1.55/2 + 2.40$$

$$= 3.175 \text{ m}$$

$$L_2 = 1 - (L_{sup} / L_{eje})$$

$$= 1 - (1 / 3.175)$$

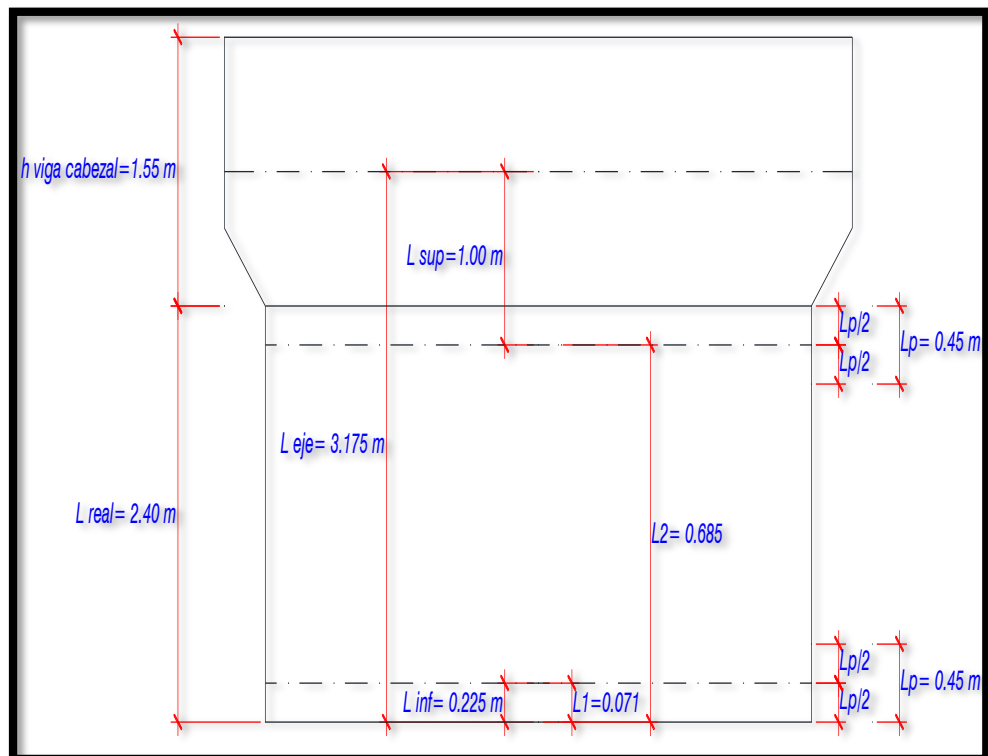
$$= 0.685$$

$$L_1 = (L_p/2) / (L_{eje})$$

$$= 0.225 / 3.175$$

$$= 0.071$$

Imagen 42: Ubicación de la rótula plástica.



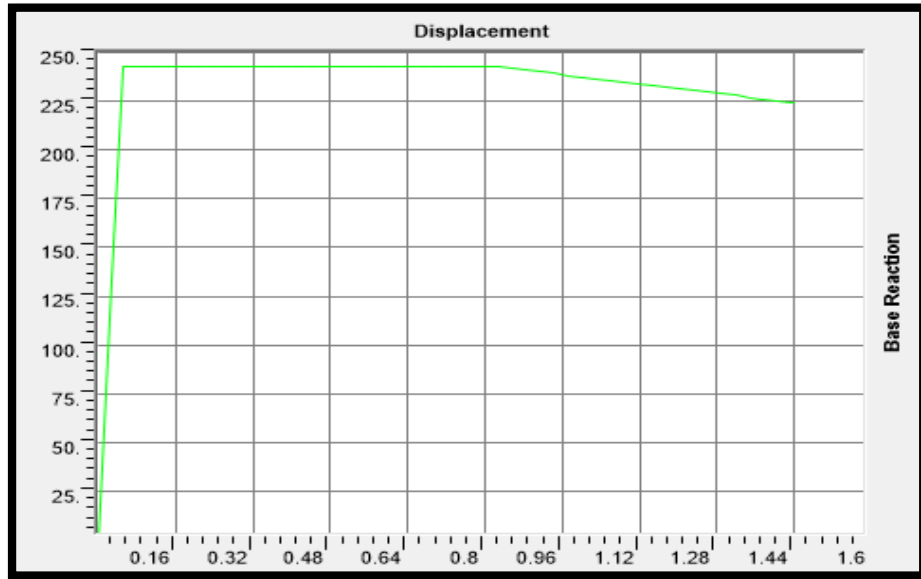
Fuente: Elaboración propia.

4.2.10. Curva de capacidad

A continuación, se obtuvo la curva de capacidad, relacionando los valores del desplazamiento vs las fuerzas en el pilar, en dirección transversal y longitudinal.

Se obtuvo un desplazamiento de capacidad en el eje transversal de 0.91 cm y una fuerza máxima de 242.65 ton.

Imagen 43: Curva de capacidad transversal (en Ton, cm).



Fuente: Elaboración propia.

Se obtuvo un desplazamiento de capacidad en el eje longitudinal de 6.68 cm y una fuerza máxima de 360.74 ton.

Imagen 44: Curva de capacidad longitudinal (en Ton, cm).



Fuente: Elaboración propia.

4.2.11. Relación demanda/capacidad

Los desplazamientos de capacidad del pilar del puente son de 0.91 cm y 6.68 cm para el eje transversal y longitudinal, respectivamente. Dichos valores obtenidos dependen del refuerzo longitudinal y geometría del pilar.

Para un sismo raro ($T_r = 475$ años) con periodo de aceleración pico en la base $PGA = 0.40$ g, se genera un desplazamiento de demanda para el eje transversal de 0.36 cm y para el eje longitudinal de 6.75 cm. La relación de demanda/capacidad es de 1.01 (eje longitudinal) y 0.39 (eje transversal).

Asimismo, para un sismo muy raro ($T_r = 1000$ años) con periodo de aceleración pico en la base $PGA = 0.50$ g, se genera un desplazamiento de demanda para el eje transversal de 0.43 cm y para el eje longitudinal de 7.76 cm. La relación de demanda/capacidad es de 1.16 (eje longitudinal) y 0.47 (eje transversal).

En la Tabla 17, se observa el resumen de todos los valores mencionados anteriormente:

Tabla 17: Resumen de los Desplazamientos máximos para los diferentes sismos de análisis.

DESPLAZAMIENTOS DE DEMANDA vs CAPACIDAD							
Tipo de sismo	Periodo de retorno	Demanda (cm)		Capacidad (cm)		Relación D/C	
		Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
Raro	$T_r = 475$ años	6.75	0.36	6.68	0.91	1.01	0.39
Muy raro	$T_r = 1000$ años	7.76	0.43			1.16	0.47

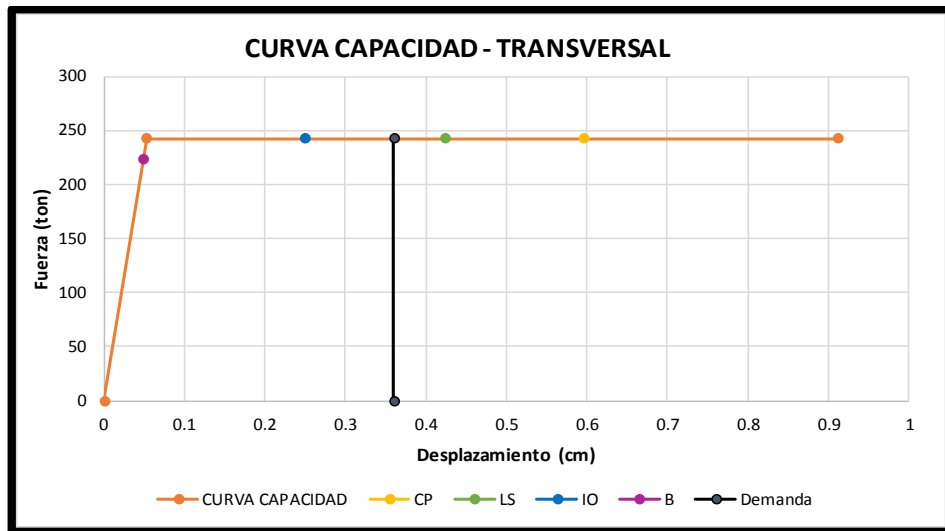
Fuente: Elaboración propia.

4.2.12. Estados límites de desempeño sísmico

Los siguientes gráficos nos muestra los estados límites asociados a la curva de capacidad de la estructura, estos estados límites son parámetros que se presentan en los resultados del análisis y se utilizan para el diseño basado en el funcionamiento, donde B significa el punto de fluencia sin deformación en la rótula, OI representa la ocupación inmediata de la estructura, LS representa seguridad de vida, CP representa la prevención al colapso.

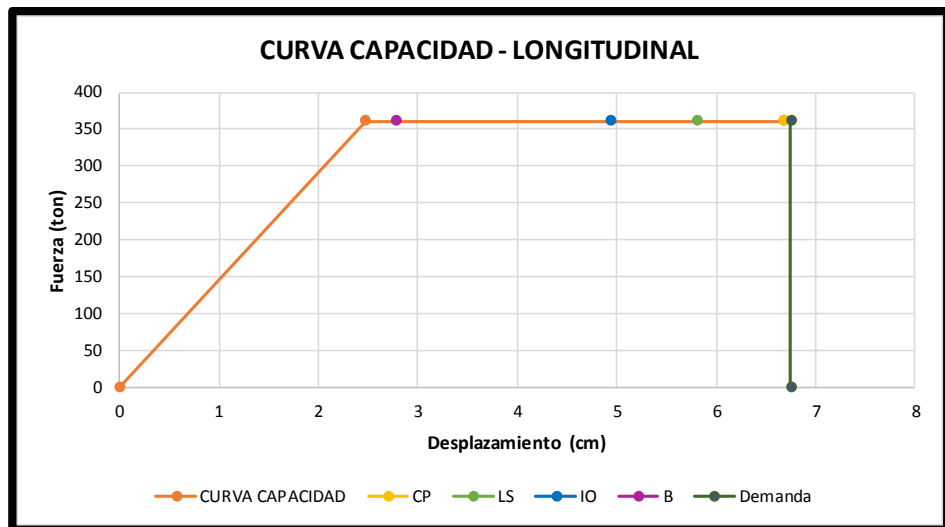
Para $T_r = 475$ años:

Imagen 45: Estados límites en la dirección transversal para un $T_r = 475$ años.



Fuente: Elaboración propia.

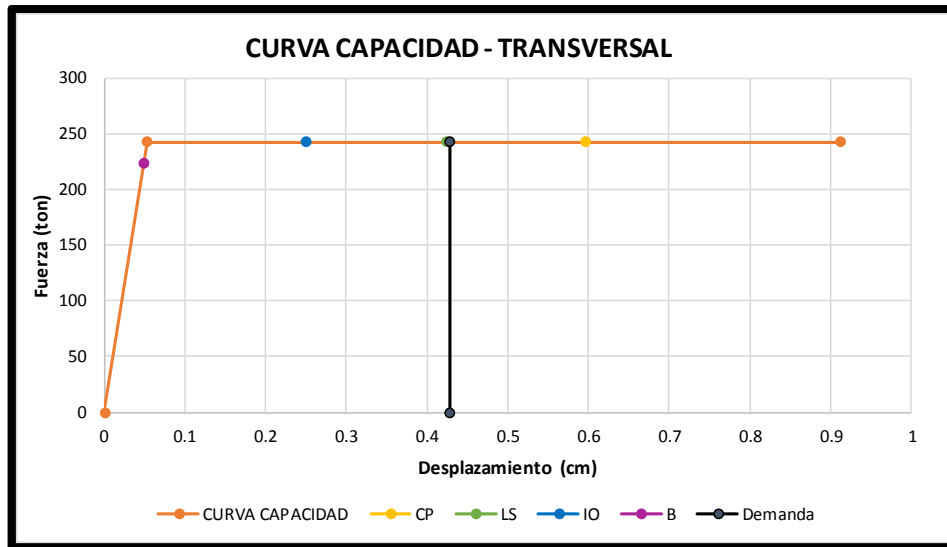
Imagen 46: Estados límites en la dirección longitudinal para un $T_r = 475$ años.



Fuente: Elaboración propia.

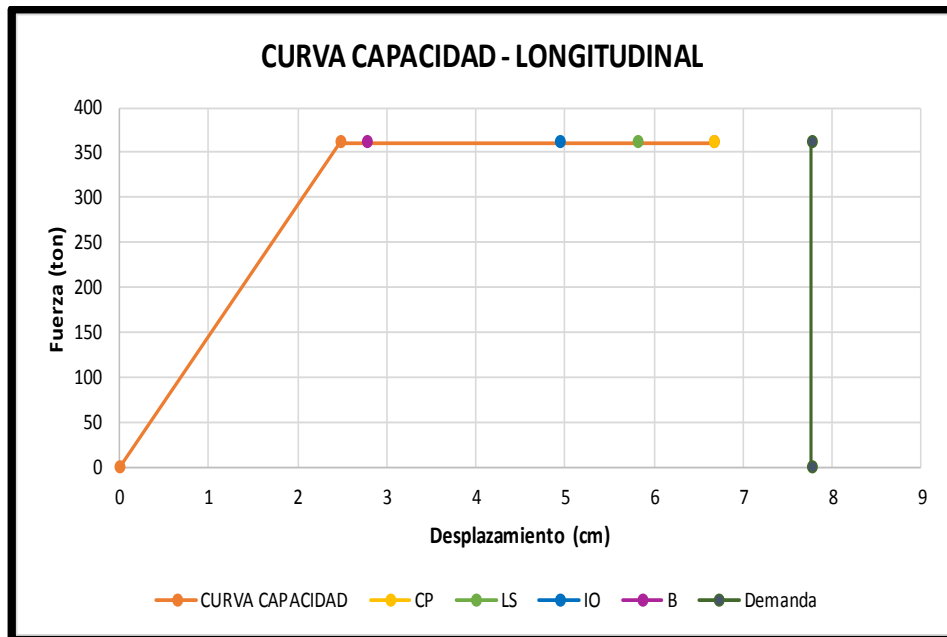
Para $T_r = 1000$ años:

Imagen 47: Estados limites en la dirección transversal para un $T_r = 1000$ años.



Fuente: Elaboración propia.

Imagen 48: Estados limites en la dirección longitudinal para un $T_r = 1000$ años.



Fuente: Elaboración propia.

4.3. Contrastación de hipótesis

Al analizar el Puente Chamán mediante el análisis estático no lineal (pushover) el nivel de desempeño sísmico nos resultó:

Para $T_r= 475$ años (sismos raros)

Eje transversal: Ocupación inmediata, lo cual presentará daños mínimos que pueden ser reparados.

Eje longitudinal: Prevención del colapso, lo cual presentará daños significativos que no pueden ser reparados.

Para $T_r= 1000$ años (sismos muy raros)

Eje transversal: Seguridad de vida, lo cual presentará daños significativos que pueden ser reparados.

Eje longitudinal: Colapso, lo cual significa que la estructura deja de funcionar completamente.

De esta forma, se afirma que el puente sufrirá daños significativos no reparables frente a sollicitaciones sísmicas con $T_r=475$ años, mientras que para sollicitaciones sísmicas con $T_r=1000$ años el puente colapsará completamente.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

- ✓ Se analizó el nivel de desempeño sísmico del Puente Chamán, mediante el análisis estático no lineal (pushover), para solicitaciones sísmicas de dos tipos: Sismos raros, con periodo de retorno de 475 años, probabilidad de excedencia de 10% y periodo de vida útil de 50 años; y sismos muy raros con periodo de retorno de 1000 años, probabilidad de excedencia de 7% y periodo de vida útil de 75 años.
- ✓ Se realizó el modelo del Puente Chamán, tomando en cuenta la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2017 para que el programa calcule el metrado de cargas, y de esa forma se apliquen combinaciones de cargas al elemento resistente a sismo, el cual sería el pilar central. De otro lado, se tomó en cuenta el Manual de CALTRANS 2019 para la asignación de rótulas plásticas, las cuales nos indican el desplazamiento de capacidad del pilar dentro de su estado plástico.
- ✓ Para graficar los espectros de diseño se basó en el mapa de isoaceleraciones del Manual de Puentes. Para sismos muy raros con periodo de retorno de 1000 años se tomó en cuenta las aceleraciones para periodos de 0.0, 0.2 y 1 seg, lo cual nos permitió conocer los valores de $PGA= 0.50g$, $S_s= 1.20g$ y $S_1= 0.49g$.
- ✓ La longitud de plastificación es de 0.45 m en la parte inferior y superior del pilar. Además, se debe tener en cuenta que solo se formará una rótula plástica en la parte inferior, que representa el 7.10% de la longitud total del eje del pilar. En la parte superior no existirá rótula plástica por ser extremo en voladizo.
- ✓ La relación de demanda / capacidad debe resultar menor a 1, debido a que este factor indica que la capacidad del puente es suficiente para soportar una solicitación sísmica.

CONCLUSIONES

- ✓ Para sismos $T_r = 1000$ años se determinó que es de categoría sísmica D debido a que $SD_1 = 0.64$ es mayor a 0.5. De igual manera, para sismos $T_r = 475$ años se determinó que es de categoría sísmica D ya que $SD_1 = 0.56$. Por lo tanto, para una categoría sísmica D, se necesita realizar un análisis estático no lineal (pushover).
- ✓ Al realizar el análisis estático no lineal (pushover) al Puente Chamán, se obtuvo para sismos raros ($T_r = 475$ años) se obtuvo un desplazamiento de 6.75 cm en la dirección longitudinal y de 0.36 cm en la transversal, mientras que para sismos muy raros ($T_r = 1000$ años) un desplazamiento de 7.76 cm en dirección longitudinal y de 0.43 cm en la transversal.
- ✓ El desplazamiento de capacidad del Puente Chamán se obtuvo para el eje longitudinal y transversal un valor de 6.68 cm y 0.91 cm, respectivamente.
- ✓ Al obtener los resultados tanto de los desplazamientos de demanda y capacidad, se obtuvo que para sismos raros ($T_r = 475$ años) la relación $D / C = 1.01$ en el eje longitudinal y de $D / C = 0.39$ en la transversal, mientras que para sismos muy raros ($T_r = 1000$ años) la relación $D / C = 1.16$ en el eje longitudinal y de $D / C = 0.47$ en el transversal.
- ✓ Con el análisis estático no lineal (pushover) se determinó en qué estado límite de desempeño sísmico se encuentra la estructura, obteniendo para sismos raros ($T_r = 475$ años) un estado límite de ocupación inmediata en el eje transversal y prevención del colapso en el eje longitudinal, lo cual significa que el puente sufrirá daños significativos no reparables; mientras que para sismos muy raros ($T_r = 1000$ años) un estado límite de seguridad de vida en el eje transversal y colapso en el eje longitudinal, lo cual significa que el puente dejará de funcionar completamente.

RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda realizar un análisis dinámico no lineal (tiempo historia), el cual es un tipo de análisis más preciso, ya que emplea registros sísmicos reales.
- ✓ El uso del programa PERFORM 3D es netamente orientado al análisis no lineal de cualquier elemento estructural, por lo que se recomienda su aplicación para el análisis no lineal en puentes.
- ✓ Es importante mencionar que existe un tipo de análisis no lineal por fibras. Dicho análisis es comúnmente aplicado solo en edificaciones, lo cual requiere una investigación de su uso para puentes.
- ✓ Se recomienda realizar estudios de peligro sísmico en la zona de análisis, ya que se obtienen parámetros sísmicos más reales de la estructura.
- ✓ Se recomienda realizar ensayos de esclerometría y diamantina en el Puente Chamán para determinar el nivel de desempeño sísmico actual.

BIBLIOGRAFÍA

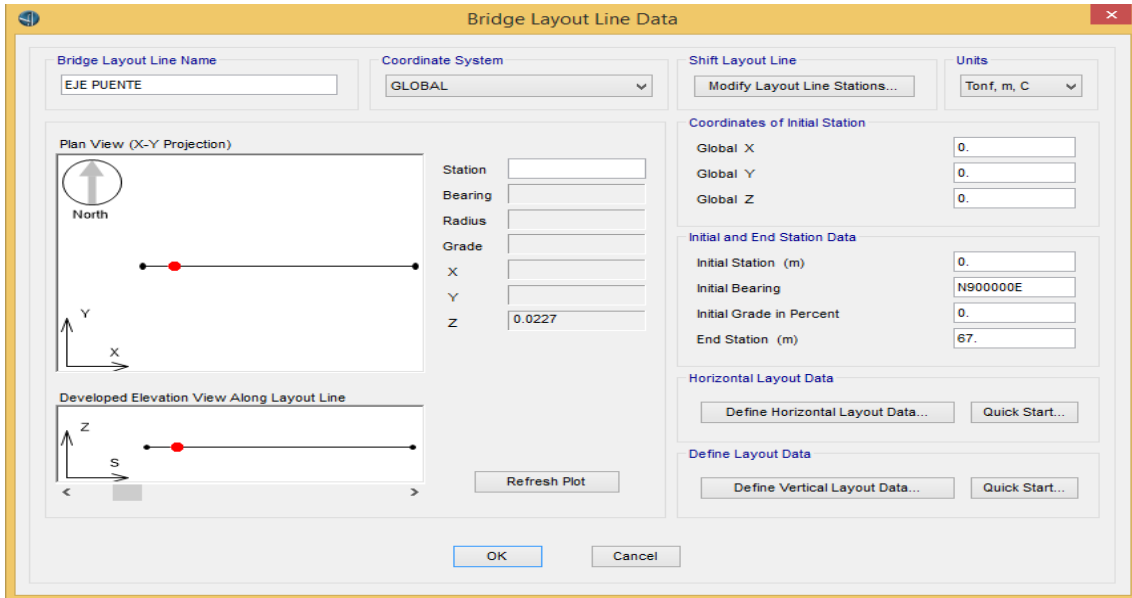
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8th ed.). Washington D.C., USA: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Ady aviran, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović. (2008). *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures*. California: PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING.
- Aronés Villavicencio, Á. P., & Cortés Anderson, C. V. (2018). *Evaluación estructural del puente Huaracane con las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2012 y Norma Técnica Peruana Sismorresistente E.030 2016*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima - Perú.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California - USA: Applied Technology Council.
- Cabrera Venegas, R. A. (2018). *Desempeño Sísmico en Puentes de Hormigón Armado en Chile*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso - Chile.
- CALTRANS. (2019). *Seismic Design Criteria* (Version 2.0 ed.). California - USA: California Department of Transportation.
- Chancha Calderón, J. C. (2018). *Evaluación del Desempeño Estructural mediante Procedimientos No Lineales en Puentes de Concreto Reforzado*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica - Perú.
- Córdova De la Cruz, J. R. (2018). *Evaluación de la Vulnerabilidad del Puente Nochoz ante solicitaciones sísmicas en el distrito de Puerto Bermúdez, de la provincia de Oxapampa – región Pasco – 2018*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión, Cerro de Pasco - Perú.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Sismic Analysis Procedures*. Washington D.C. - USA: Federal Emergency Management Agency.

- FHWA. (2014). *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual*. Washington D.C., USA.
- Grases Galofré, J. (2016). *Desempeño Sísmico de Puentes y Guía para Proyectos*. Caracas, Venezuela: CAF-Banco de Desarrollo de América Latina.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, a. R. (1988). Modelo teórico de esfuerzo-deformación para concreto confinado. *Journal of Structural Engineering*, 1804-1826.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de Puentes*. Lima-Perú: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente"*. Lima - Perú: SENCICO.
- Park, R., & Paulay, T. (1983). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Nueva Zelanda.
- Rodriguez Serquén, A. (2017). *Puentes con AASHTO-LRFD 2014* (Sétima ed.). Lima, Perú: Prometeo Desencadenado.
- Tatjana, I., & Matej, F. (2014). Seismic Analysis and Design of Bridges with an Emphasis to Eurocode Standards. En E. E. Autor(es), *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology* (págs. 195-225). Ljubljana: A. Ansal.
- Vargas Bejarano, C. I. (2017). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Puentes Continuos*. Tesis para optar el Grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima - Perú.

ANEXOS

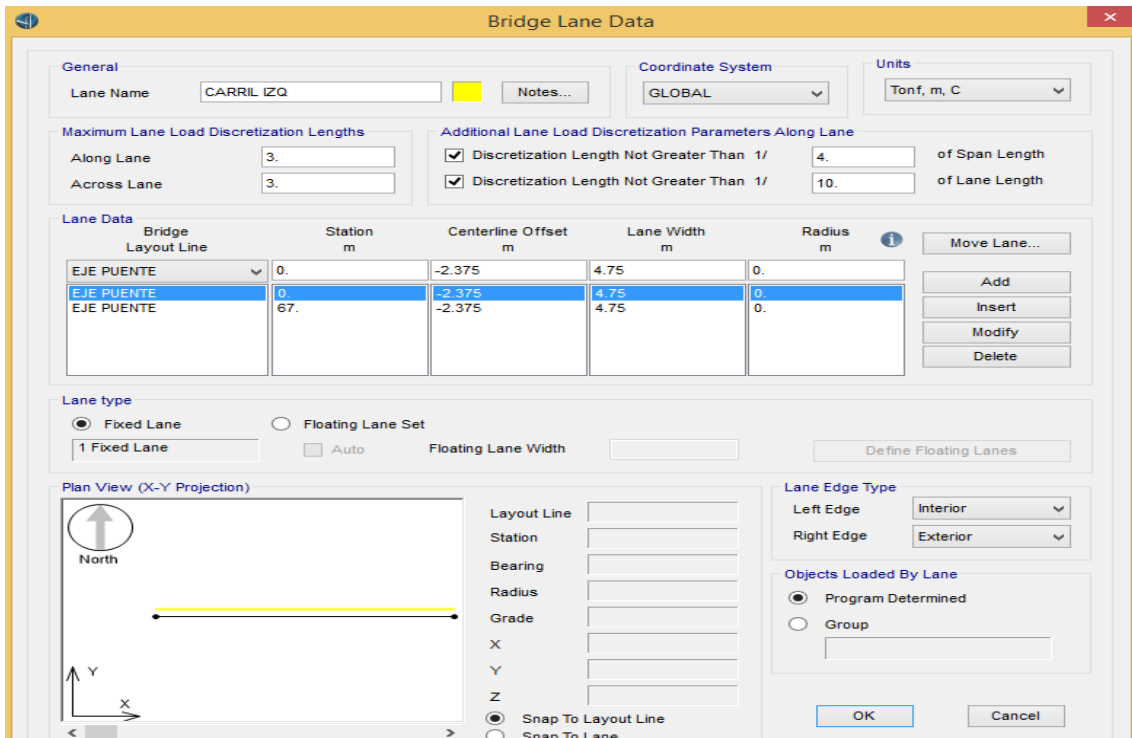
Anexo 01: Pasos para el modelamiento del Puente Chamán en el programa CSI Bridge v21.

Paso 1: Se realizó el eje del Puente Chamán, con longitud total de 67 m.



Fuente: Elaboración propia.

Paso 2: El puente tiene 2 carriles, con un ancho de 4.75 m cada uno.



Fuente: Elaboración propia.

Bridge Lane Data

General
 Lane Name: CARRIL DER
 Coordinate System: GLOBAL
 Units: Tonf, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths
 Along Lane: 3
 Across Lane: 3

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 4 of Span Length
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10 of Lane Length

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Radius m
EJE PUENTE	0.	2.375	4.75	0.
EJE PUENTE	0.	2.375	4.75	0.
EJE PUENTE	67.	2.375	4.75	0.

Lane type
 Fixed Lane
 Floating Lane Set
 1 Fixed Lane

Plan View (X-Y Projection)
 North ↑
 X, Y axes shown. A horizontal line represents the lane layout with a red dot at the end.

Lane Edge Type
 Left Edge: Exterior
 Right Edge: Interior

Objects Loaded By Lane
 Program Determined
 Group

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Paso 3: Se asignaron los materiales para acero de refuerzo y concreto, de acuerdo a las especificaciones dadas en los planos del Puente Chamán.

Material Property Data

General Data
 Material Name and Display Color: Acero fy 4200 kg/cm2
 Material Type: Rebar
 Material Grade: Grade 60

Weight and Mass
 Weight per Unit Volume: 7.800E-03
 Mass per Unit Volume: 7.954E-06
 Units: Kgf, cm, C

Uniaxial Property Data
 Modulus Of Elasticity, E: 2100000.
 Poisson, U: 0.3
 Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 Shear Modulus, G:

Other Properties For Rebar Materials
 Minimum Yield Stress, Fy: 4200.
 Minimum Tensile Stress, Fu: 4200.
 Expected Yield Stress, Fye: 4200.
 Expected Tensile Stress, Fue: 4200.

Buttons: OK, Cancel

Material Property Data

General Data
 Material Name and Display Color: fc 210 kg/cm2
 Material Type: Concrete
 Material Grade: fc 4000 psi

Weight and Mass
 Weight per Unit Volume: 2.400E-03
 Mass per Unit Volume: 2.447E-06
 Units: Kgf, cm, C

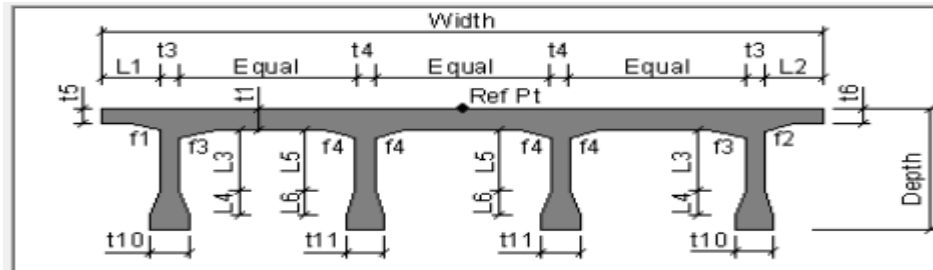
Isotropic Property Data
 Modulus Of Elasticity, E: 218819.8
 Poisson, U: 0.2
 Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
 Shear Modulus, G: 91174.92

Other Properties For Concrete Materials
 Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 210.
 Expected Concrete Compressive Strength: 210.
 Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduction Factor:

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia.

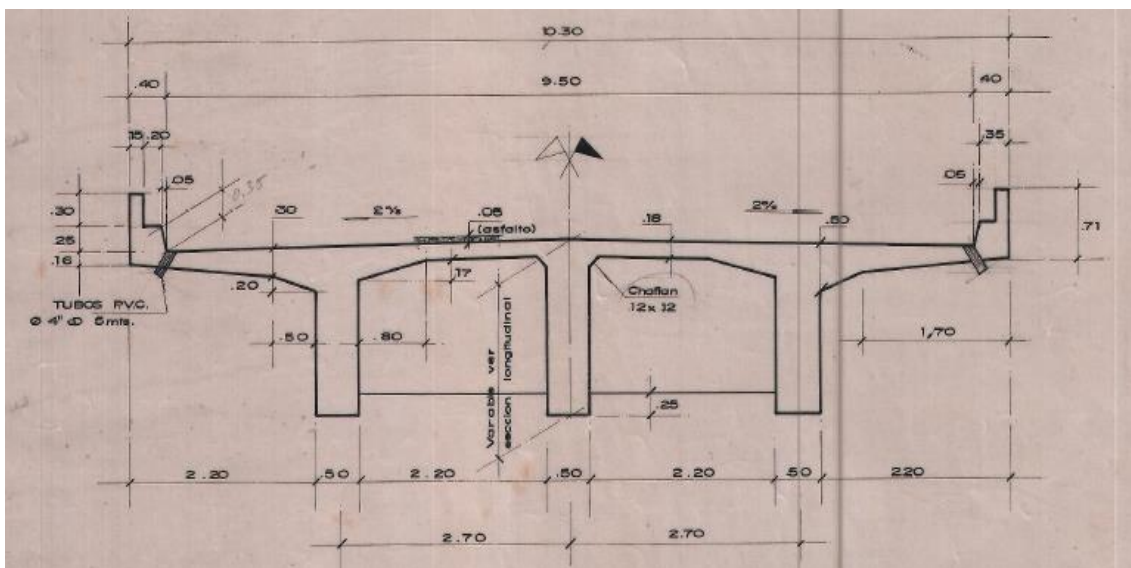
Paso 4: Se asignaron las dimensiones de la sección transversal (vigas T) del puente. Las unidades están en metros.



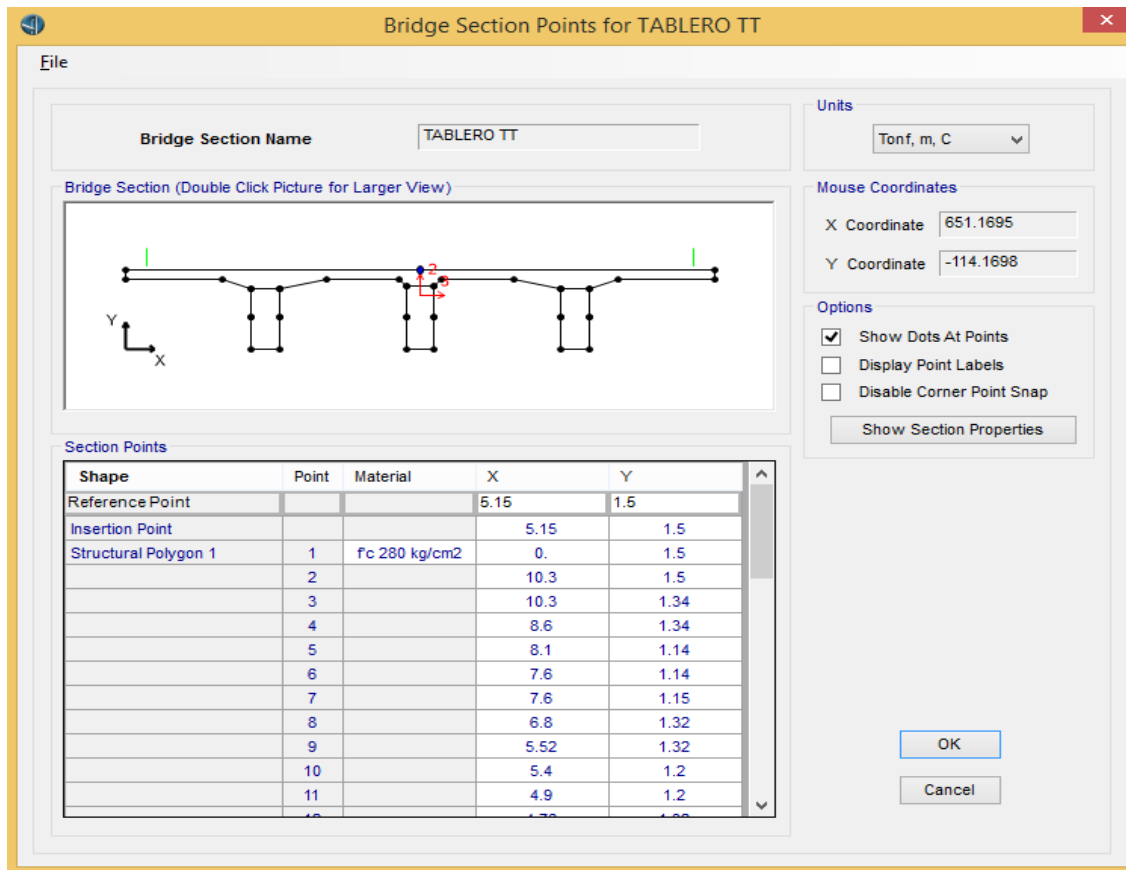
Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	TABLERO TT
Slab Material Property	fc 280 kg/cm ²
Girder Material Property	fc 280 kg/cm ²
Number of Interior Girders	1
Total Width	10.3
Total Depth	1.5
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Mode...)	No
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.18
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.5
f2 Horizontal Dimension	0.5
f3 Horizontal Dimension	0.8
f4 Horizontal Dimension	0.12
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.2
f2 Vertical Dimension	0.2
f3 Vertical Dimension	0.17

Item	Value
f4 Vertical Dimension	0.12
Exterior Girder Data	
Exterior Girder Depth Above Flare (L3)	0.71
Exterior Girder Flare Depth (L4)	0.
Exterior Girder Thickness Above Flare (t3)	0.5
Exterior Girder Thickness Below Flare (t10)	0.5
Interior Girder Data	
Interior Girder Depth Above Flare (L5)	0.71
Interior Girder Flare Depth (L6)	0.
Interior Girder Thickness Above Flare (t4)	0.5
Interior Girder Thickness Below Flare (t11)	0.5
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	2.2
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.16
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	2.2
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0.16
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0.

Fuente: Elaboración propia.



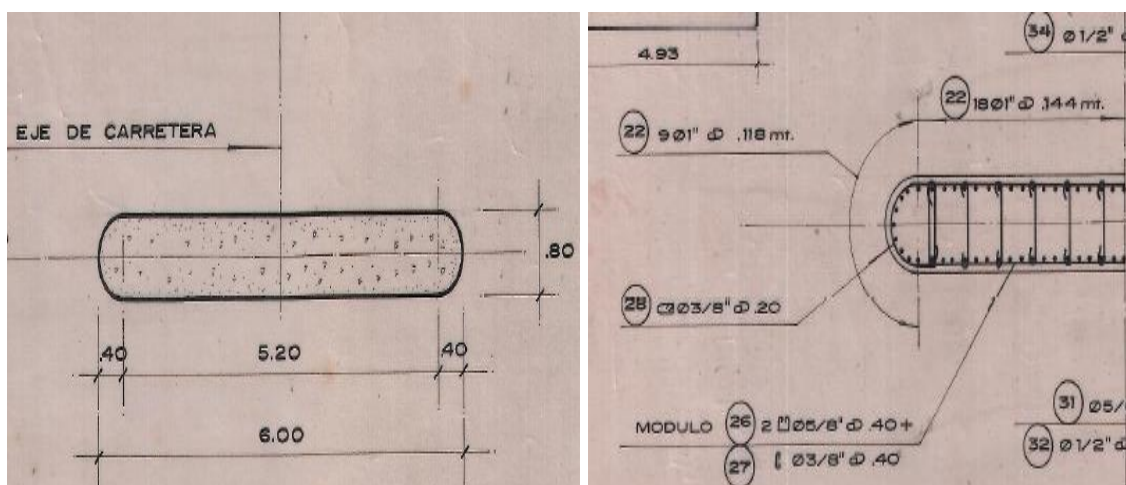
Fuente: Plano "Geometría Superestructura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).



Fuente: Elaboración propia.

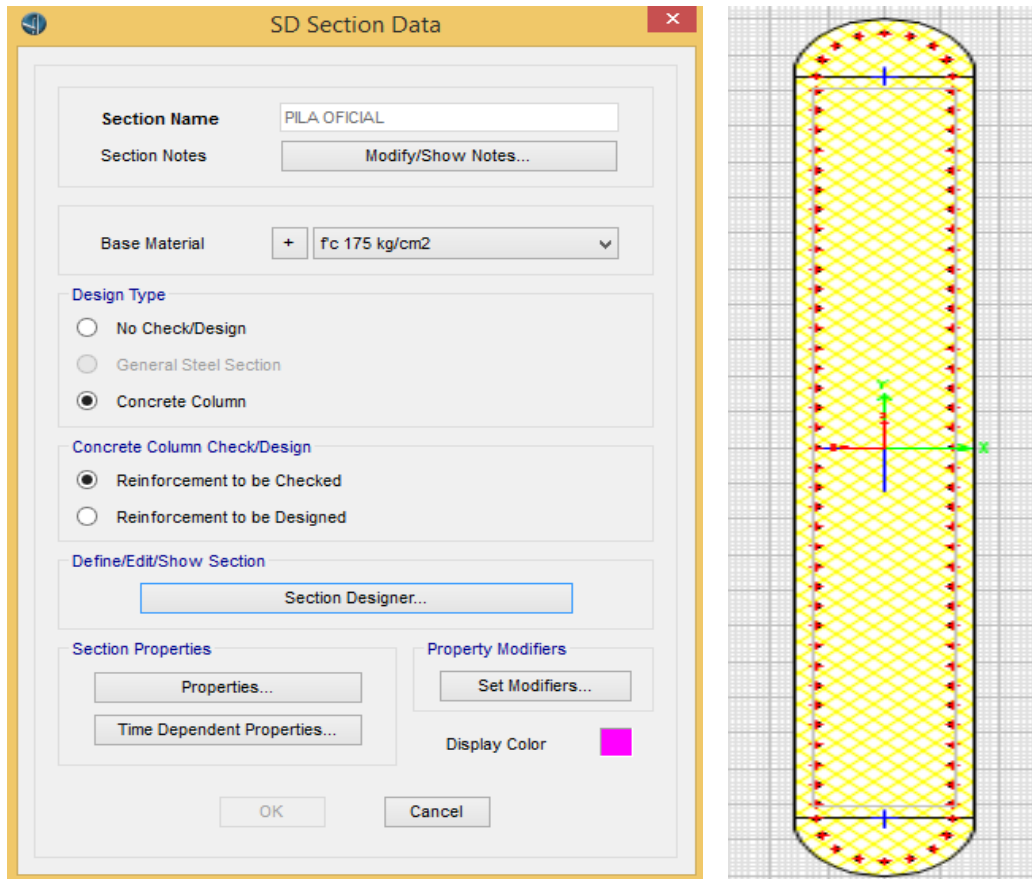
Paso 05: Se definieron los elementos estructurales de la subestructura, tales como: Pilar (section designer) y viga cabezal (frame):

EL PILAR es de sección compuesta, por lo que en los extremos se tiene un elemento semicircular con radio de 0.40 m (concreto confinado) y una sección rectangular de 5.2m x 0.80 m (concreto no confinado). Cabe mencionar que, el recubrimiento es de 7 cm.



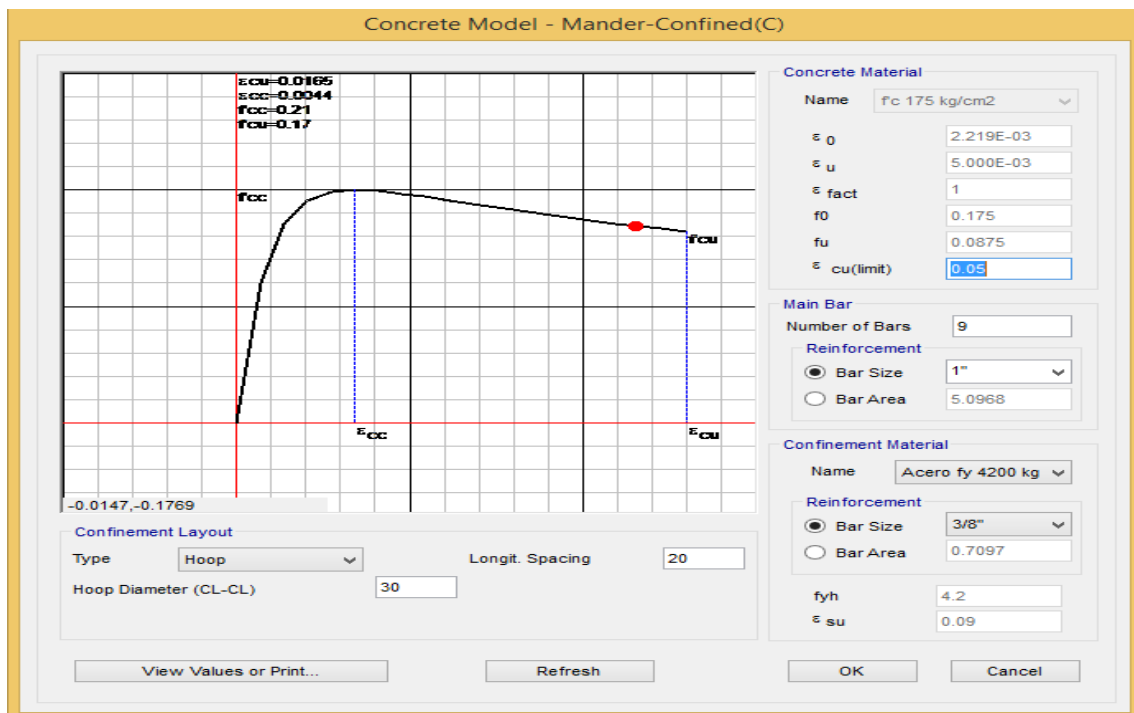
Fuente: Plano "Pilares: Geometría y Armadura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Definición del pilar en la opción "Section Designer":



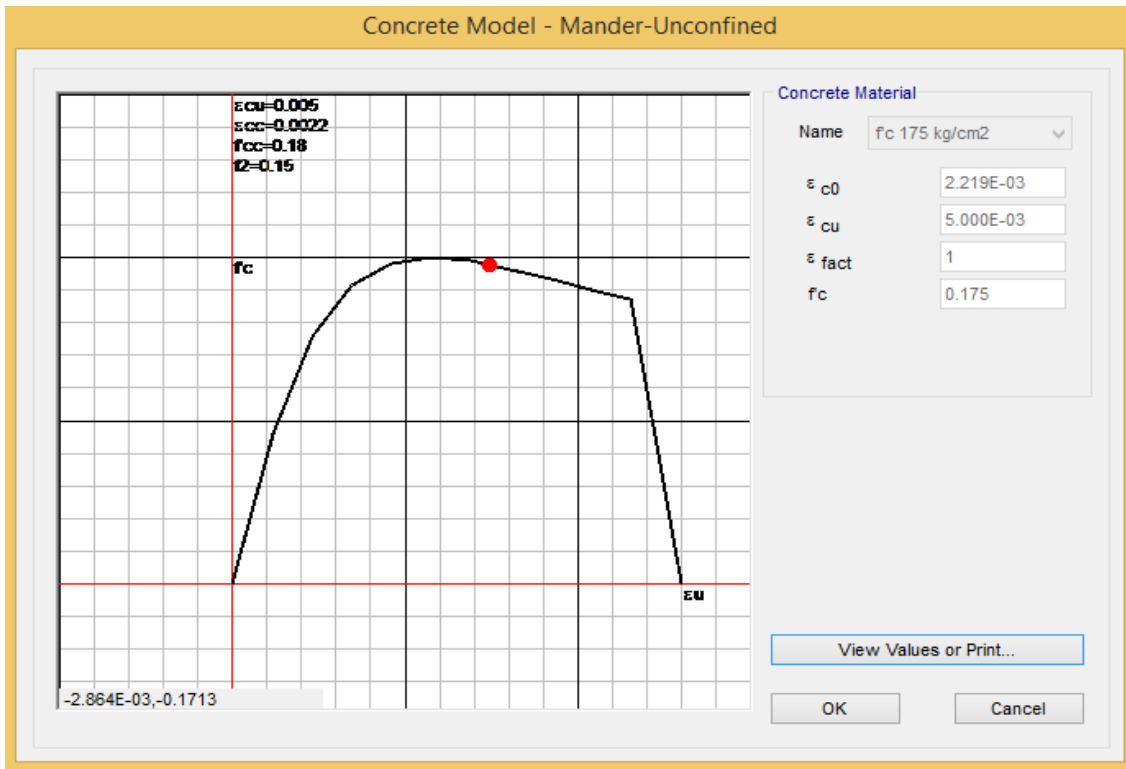
Fuente: Elaboración propia.

Modelo de concreto confinado en los extremos semicirculares del pilar:



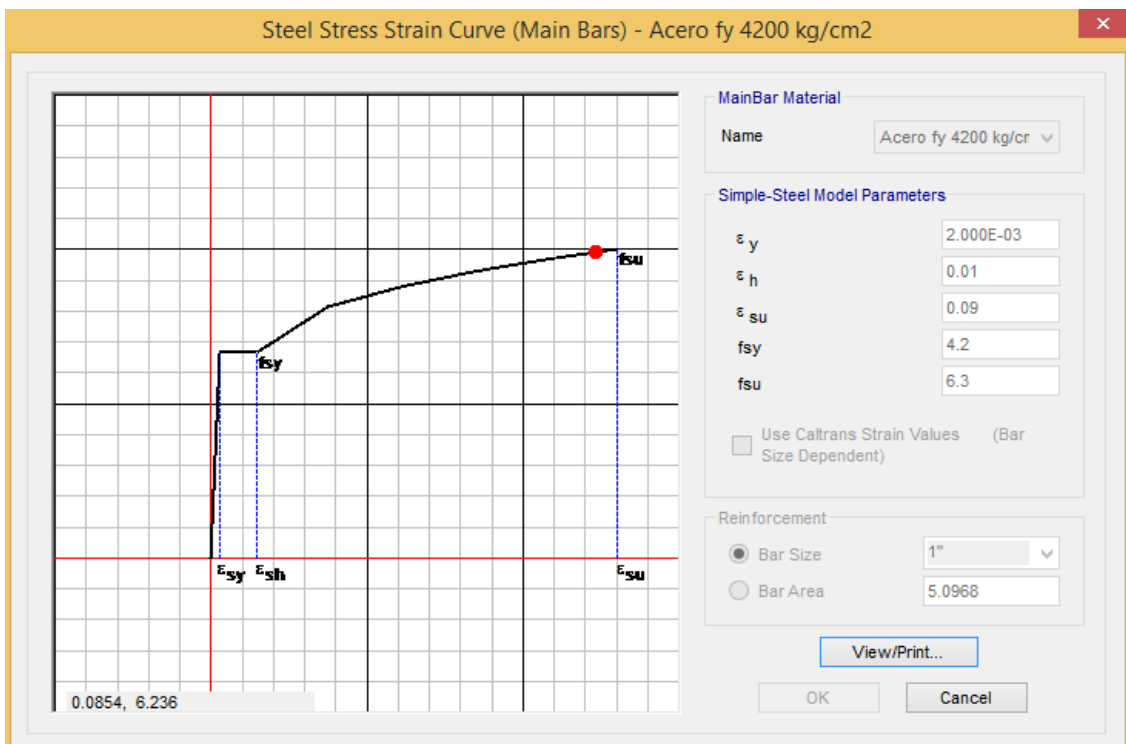
Fuente: Elaboración propia.

Modelo de concreto no confinado en la sección rectangular de pilar:



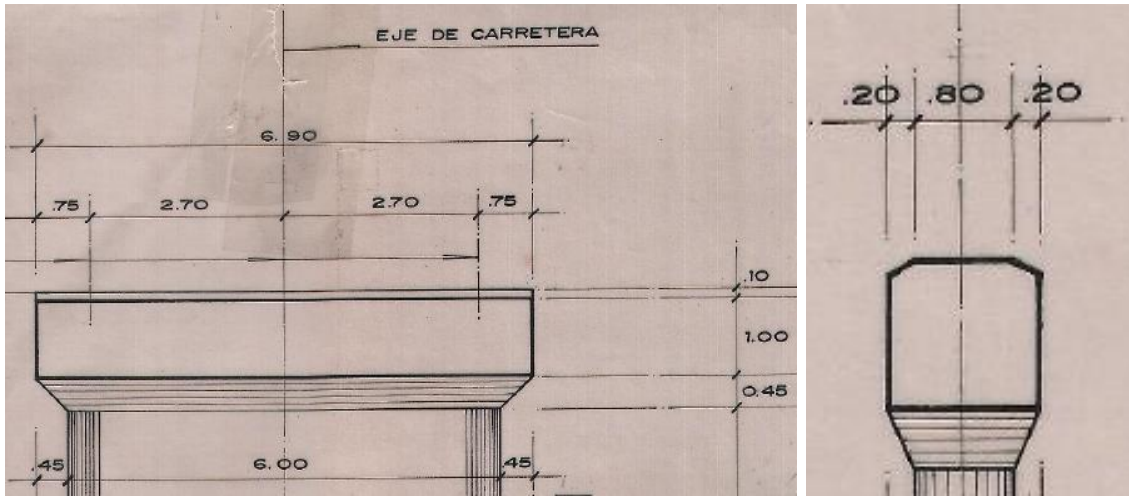
Fuente: Elaboración propia.

Modelo de esfuerzo-deformación en el acero de refuerzo del pilar:



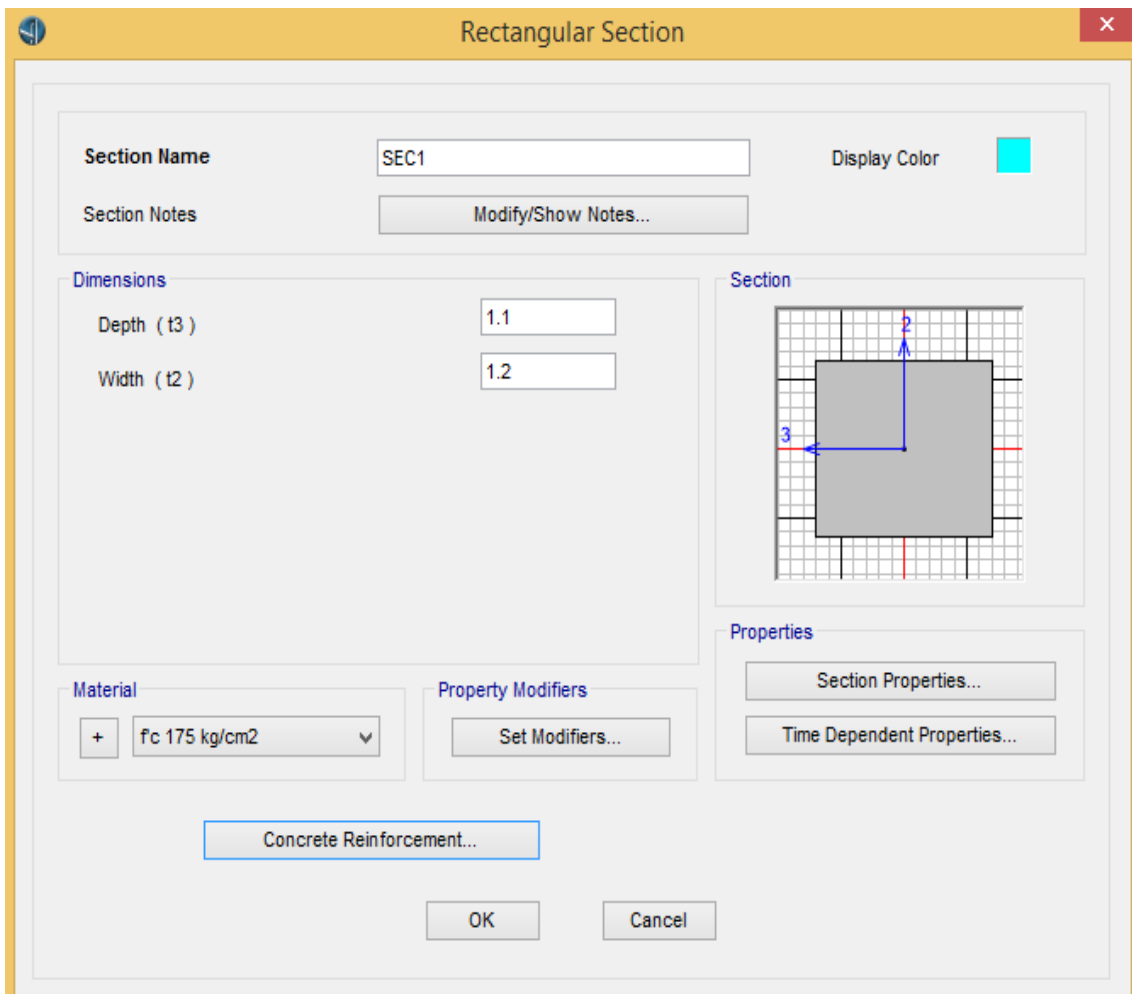
Fuente: Elaboración propia.

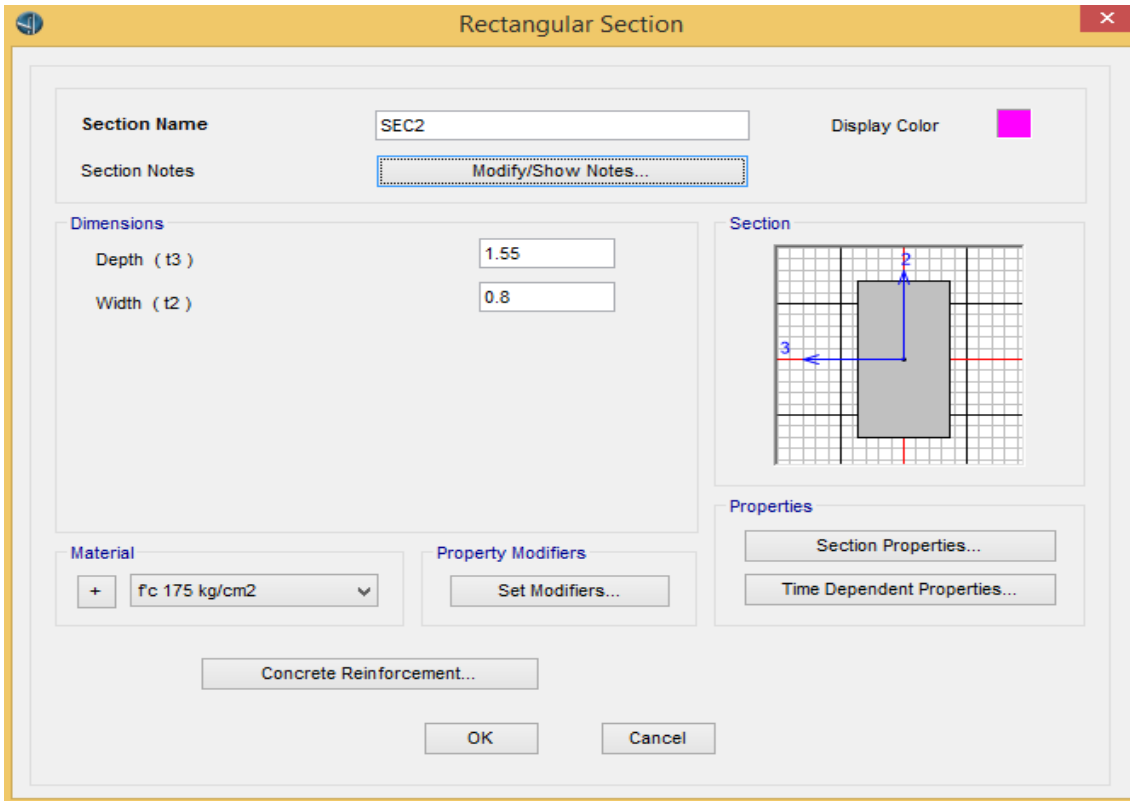
LA VIGA CABEZAL es de sección variable, por lo que en el modelo se consideró dos secciones rectangulares: SEC1 (1.20 x 1.10 m²) y SEC2 (0.80 x 1.55 m²).



Fuente: Plano "Pilares: Geometría y Armadura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

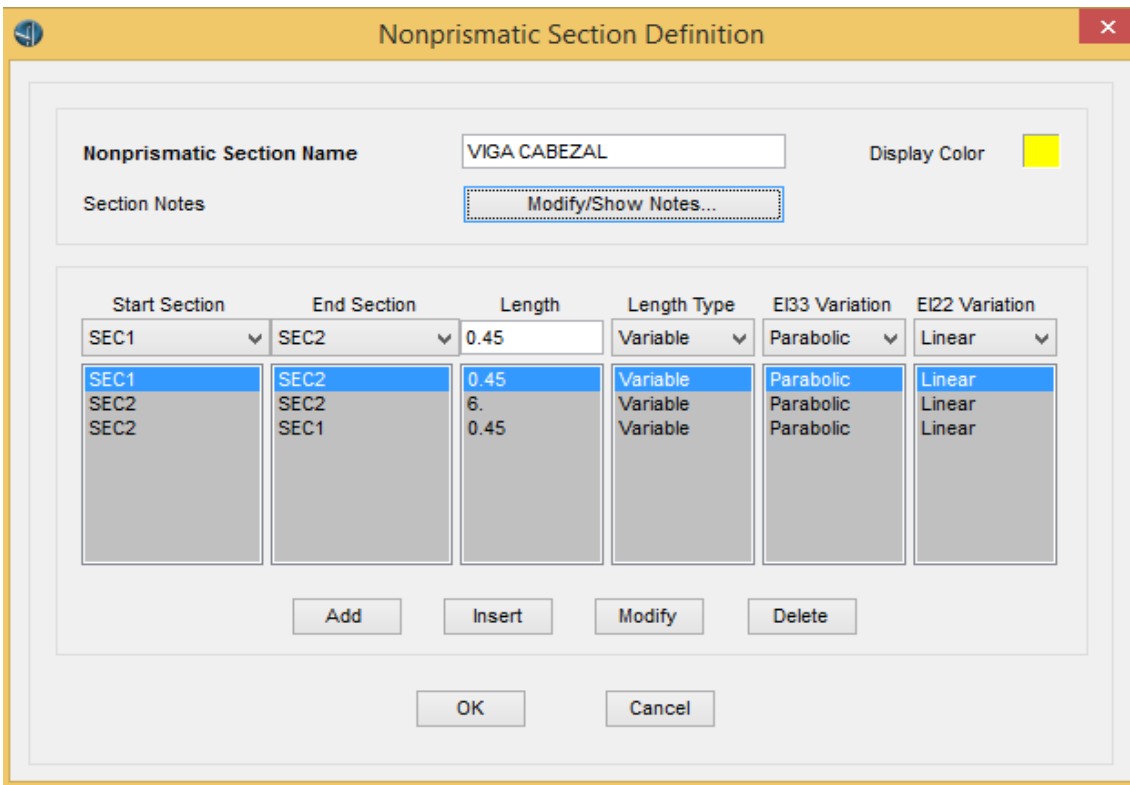
Definición de secciones SEC1 y SEC2 en la opción "Rectangular Section".





Fuente: Elaboración propia.

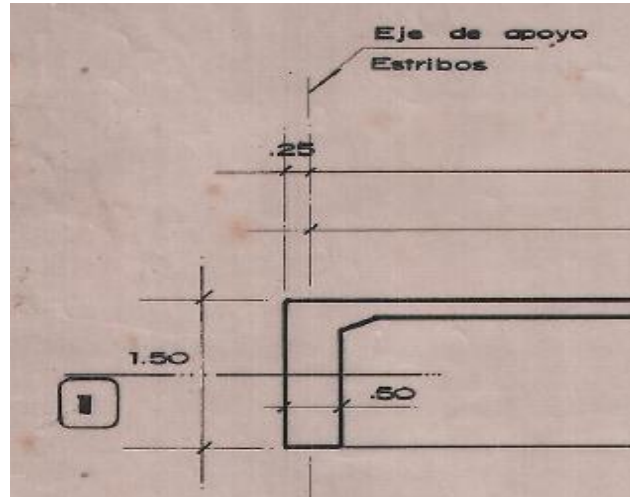
Definición de viga cabezal en la opción “Nonprismatic Section Definition”.



Fuente: Elaboración propia.

Paso 06: Se definieron las secciones de vigas diafragmas, tal como indica el plano. En el programa, se consideró la diferencia del peralte de cada viga diafragma y espesor de losa. Ejm: VD-ESTRIBO= 1.50 x 0.50 (plano), VD-ESTRIBO= 1.30 x 0.50 (programa).

VIGA DIAFRAGMA - ESTRIBO



Fuente: Plano: "Geometría Superestructura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

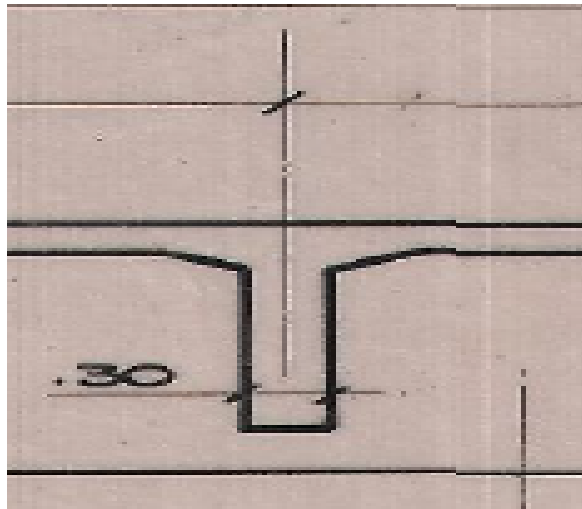
The image shows a screenshot of the 'Bridge Diaphragm Property' dialog box. The dialog box has a title bar with a close button (X) and a help icon. The main area contains the following fields and options:

- Diaphragm Name:** VD-ESTRIBO
- Units:** Tonf, m, C
- Select Diaphragm Type:**
 - Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)
 - Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
 - Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
 - Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)
- Solid Diaphragm Parameters:**
 - Diaphragm Thickness:** 0.5
 - Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and T Bridge Section):** 1.3
 - Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)
 - Diaphragm Material:** + fc 280 kg/cm2
 - Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)

At the bottom of the dialog box, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: Elaboración propia.

VIGA DIAFRAGMA – A 11.15 m DE ESTRIBO



Fuente: Plano: "Geometría Superestructura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: VD-MENOR

Units: Tonf, m, C

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness: 0.3

Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and T Bridge Section): 1.05

Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)

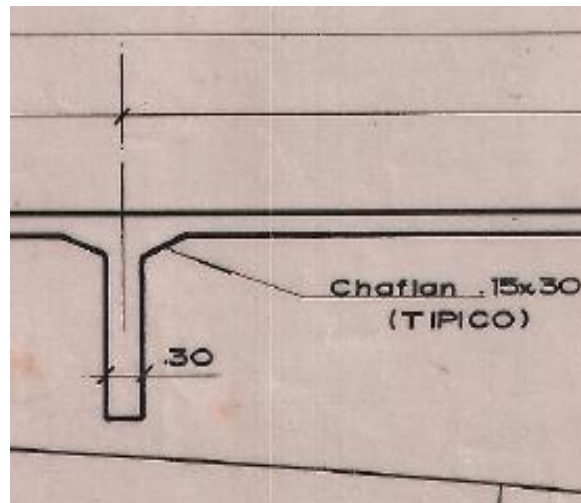
Diaphragm Material: + f_c 280 kg/cm²

Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

VIGA DIAFRAGMA – A 11.20 m DE PILAR



Fuente: Plano: "Geometría Superestructura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: VD-MAYOR

Units: Tonf, m, C

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness: 0.3

Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and T Bridge Section): 1.3

Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)

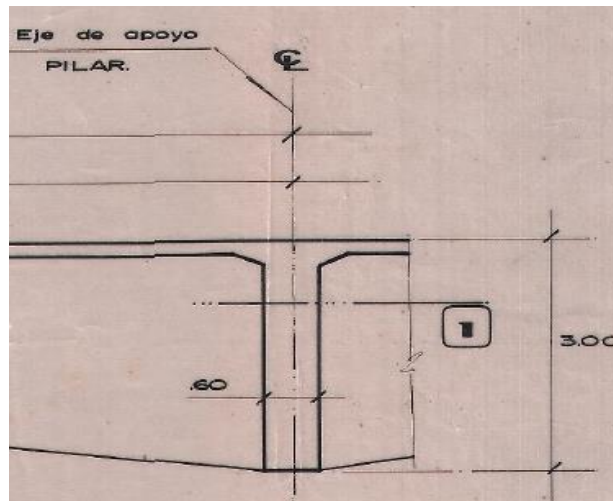
Diaphragm Material: + f_c 280 kg/cm²

Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

VIGA DIAFRAGMA –PILAR



Fuente: Plano: "Geometría Superestructura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

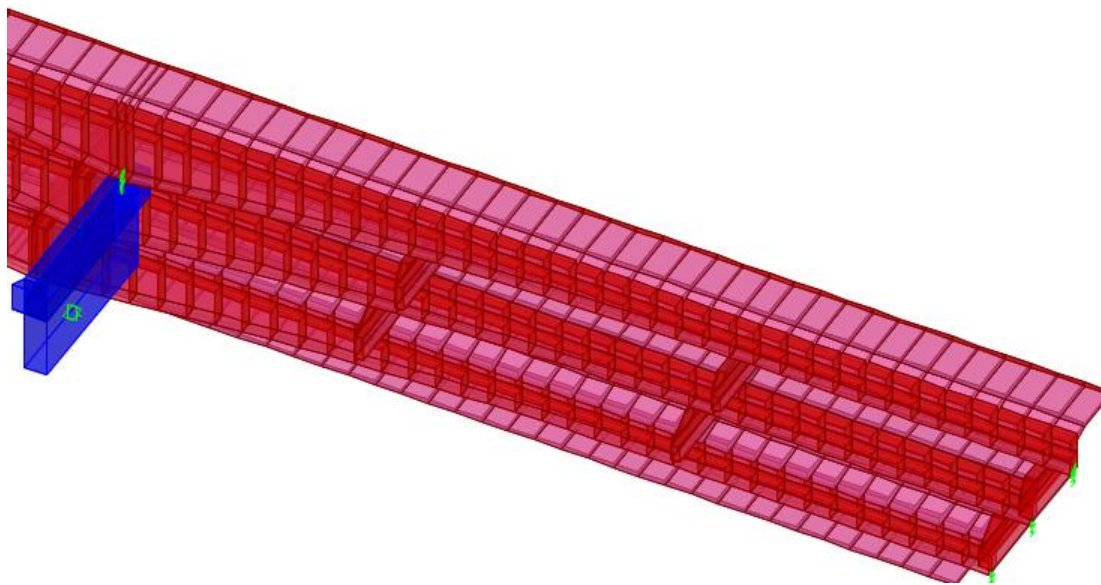
The image shows a software dialog box titled "Bridge Diaphragm Property". The dialog box has a yellow title bar with a close button (X) on the right. The main content area is white and contains the following fields and options:

- Diaphragm Name:** A text input field containing "VD-PILA".
- Units:** A dropdown menu set to "Tonf, m, C".
- Select Diaphragm Type:** A group box containing four radio button options:
 - Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)
 - Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
 - Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
 - Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)
- Solid Diaphragm Parameters:** A group box containing:
 - Diaphragm Thickness:** A text input field containing "0.6".
 - Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and T Bridge Section):** A text input field containing "2.8".
 - Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)
 - Diaphragm Material:** A dropdown menu with a "+" button on the left and "fc 280 kg/cm2" selected.
 - Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)

At the bottom of the dialog box, there are two buttons: "OK" and "Cancel".

Fuente: Elaboración propia.

Se ubican las vigas diafragmas en las distancias indicadas, mostrándose en vista 3D así:



Fuente: Elaboración propia.

Paso 07: Se definió la sección parabólica longitudinal del puente. Para los dos tramos, comienza desde el estribo con 12 m de longitud recta y continúa con 21.50 m de sección parabólica hasta terminar el pilar.

TRAMO 1 - IZQUIERDO

Variation Definition

Variation Name: PARÁBOLA1

Units: Tonf, m, C

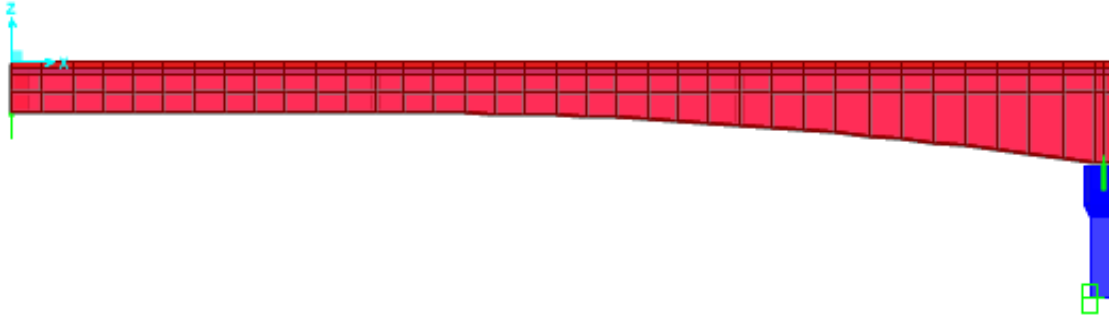
Point ID	Segment Type and Point Type Segment Is From Point(n - 1) to Point(n)	Distance m	Dim. Change m	Slope m / m
1	Start of Variation	0.	0.	
2	Linear	12.	0.	
3	Parabola End Point and Initial Slope	33.2	1.5	0.
4	Linear to End of Variation	33.5	1.5	

Variation Sketch

Use Equal Horizontal And Vertical Scales In Sketch

Dimension Change Sign

Distance: Dim. Change: Slope:



Fuente: Elaboración propia.

TRAMO 2 - DERECHO

Variation Definition

Variation Name: PARÁBOLA2 Units: Tonf, m, C

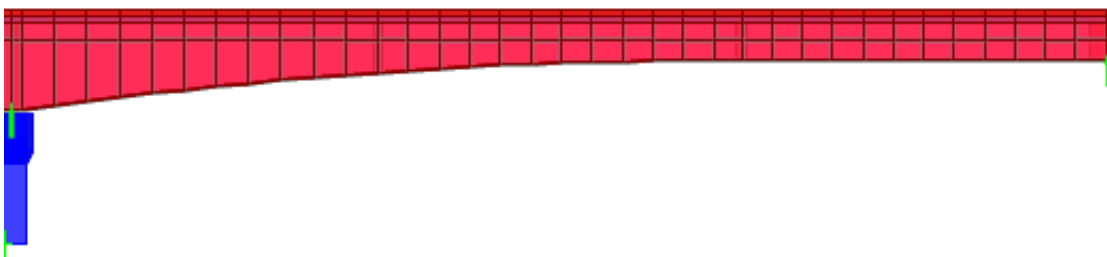
Point ID	Segment Type and Point Type Segment is From Point(n - 1) to Point(n)	Distance m	Dim. Change m	Slope m / m
1	Start of Variation	0.	1.5	
2	Linear	0.3	1.5	
3	Parabola End Point and Final Slope	21.5	0.	0.
4	Linear to End of Variation	33.5	0.	

Variation Sketch

Use Equal Horizontal And Vertical Scales In Sketch

Dimension Change Sign:

Distance: Dim. Change: Slope:



Fuente: Elaboración propia.

Paso 08: A continuación, se definieron los apoyos (fijo y móvil) y estribos

APOYOS

The screenshot shows the 'Bridge Bearing Data' dialog box with the following configuration:

- Bridge Bearing Name:** APOYO FIJO
- Units:** Tonf, cm, C
- Bridge Bearing Is Defined By:**
 - Link/Support Property
 - User Definition
- User Bearing Properties:**

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

The screenshot shows the 'Bridge Bearing Data' dialog box with the following configuration:

- Bridge Bearing Name:** APOYO MÓVIL
- Units:** Tonf, cm, C
- Bridge Bearing Is Defined By:**
 - Link/Support Property
 - User Definition
- User Bearing Properties:**

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Free	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Fuente: Elaboración propia.

ESTRIBO

Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: ESTRIBO

Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition:

- Integral
- Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type:

- Foundation Spring
- Continuous Beam (Continuously Supported)

Section Property: + []

Beam Length: []

Foundation Spring:

Foundation Spring Property: + Fixed

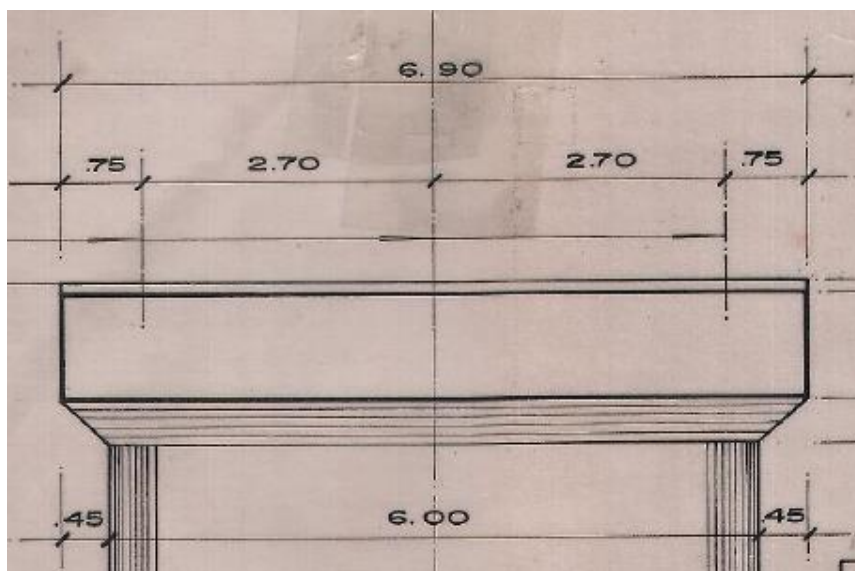
Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Paso 09: Se definió la subestructura, con una altura total de 3.95 m de pilar y viga cabezal de 6.90 m de largo.

VIGA CABEZAL



Fuente: Plano "Pilares: Geometría y Armadura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: Units:

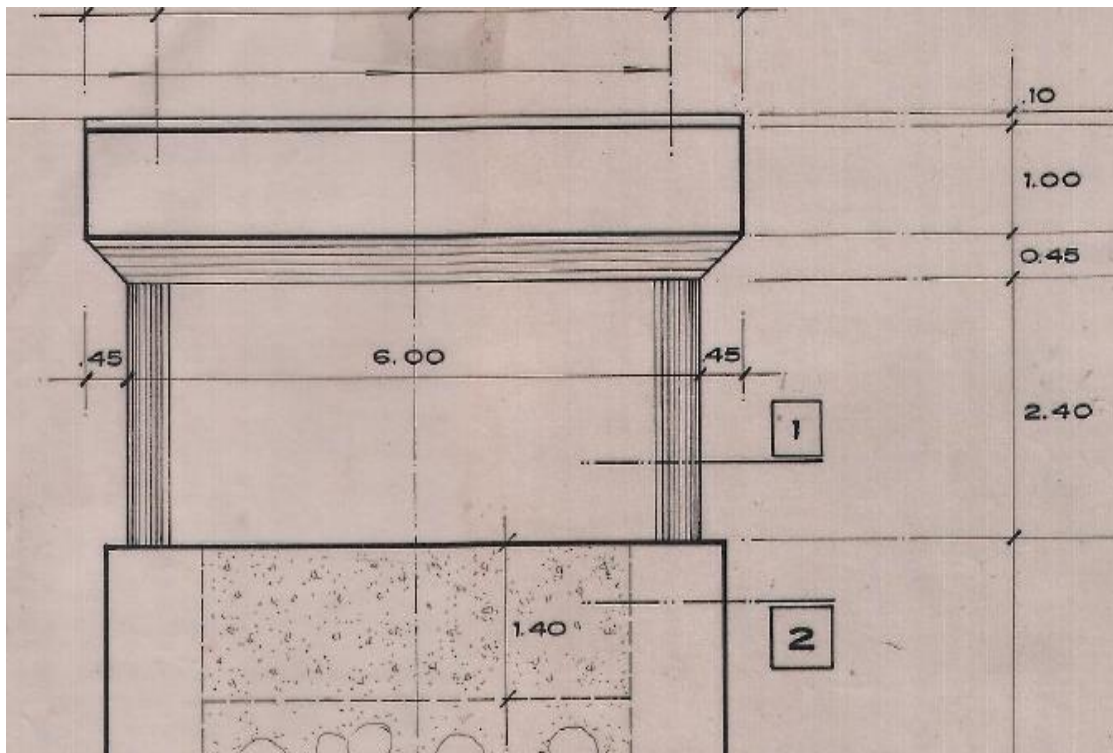
Girder Support Condition:
 Integral
 Connect to Girder Bottom Only

Bent Data:
 Cap Beam Section:
 Cap Beam Length:
 Number of Columns:

Bent Type:
 Single Bearing Line (Continuous Superstructure)
 Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

Fuente: Elaboración propia.

PILAR



Fuente: Plano "Pilares: Geometría y Armadura" – Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: Modify/Show Properties: Units:

Column Data

Column	Section	Distance	Height	Angle	Foundation
1	PILA OFICIAL	3.45	3.95	0.	Fixed

Seismic Hinge Data

Column	RH Long	RH Trans	Hinge Prop. Top	Hinge Prop. Bottom
1	1.	1.	Auto	Auto

Moment Releases at Top of Column

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			

Fuente: Elaboración propia.

Paso 10: En esta parte, se definieron los patrones de carga.

Define Load Patterns

Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
FLY-Y	Other	0	
DEAD	Dead	1	
FUERZA LATERAL	Other	0	
ASFALTO	Wearing Surface	0	
BARRERA	Dead Manufacture	0	
FLY-Y	Other	0	
<Diseño Caltrans>bGRAV	Other	0	
<Diseño Caltrans>PO_TR1	Other	0	
<Diseño Caltrans>PO_LG1	Other	0	
<Diseño Caltrans>bGRAV1	Other	0	
<Diseño Caltrans>PO_TR11	Other	0	
<Diseño Caltrans>PO_LG11	Other	0	

Click To:

Fuente: Elaboración propia.

Paso 11: Se asignaron las cargas lineales de barreras y carga de área del asfalto.

BARRERAS

The screenshot shows a dialog box titled "Bridge Line Load Distribution Definition Data". It contains the following fields and settings:

- Load Name:** BARRERA IZQ
- Units:** Tonf, m, C
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:** Value: 0.3
- Load Transverse Location:**
 - Reference Location: Left Edge of Deck
 - Load Distance from Reference Location: 0.2
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

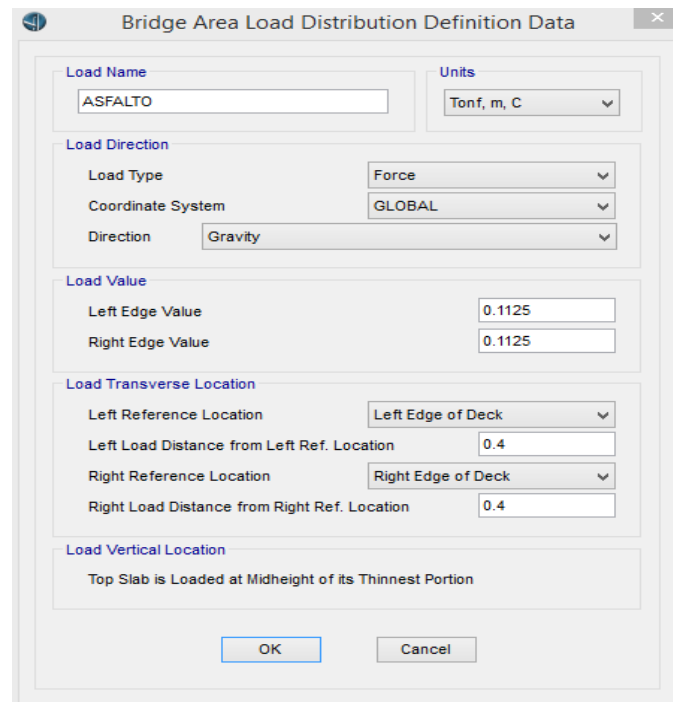
The screenshot shows a dialog box titled "Bridge Line Load Distribution Definition Data". It contains the following fields and settings:

- Load Name:** BARRERA DER
- Units:** Tonf, m, C
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:** Value: 0.3
- Load Transverse Location:**
 - Reference Location: Right Edge of Deck
 - Load Distance from Reference Location: 0.2
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia.

ASFALTO



Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: ASFALTO Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 0.1125

Right Edge Value: 0.1125

Load Transverse Location

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.4

Right Reference Location: Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.4

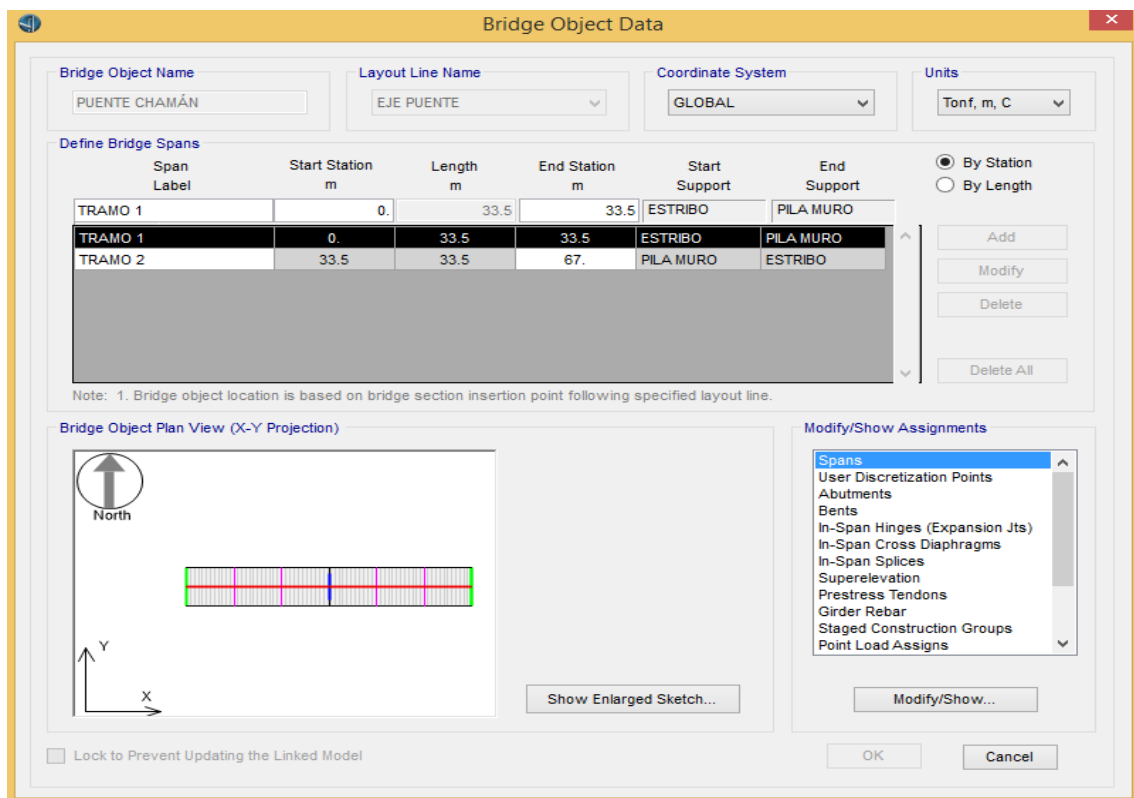
Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Paso 12: Se asignó el objeto puente y sus componentes:



Bridge Object Data

Bridge Object Name: PUENTE CHAMÁN Layout Line Name: EJE PUENTE Coordinate System: GLOBAL Units: Tonf, m, C

Define Bridge Spans

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
TRAMO 1	0.	33.5	33.5	ESTRIBO	PILA MURO
TRAMO 2	33.5	33.5	67.	PILA MURO	ESTRIBO

By Station (selected) By Length

Add Modify Delete Delete All

Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Bridge Object Plan View (X-Y Projection)

North

Y

X

Show Enlarged Sketch...

Lock to Prevent Updating the Linked Model

Modify/Show Assignments

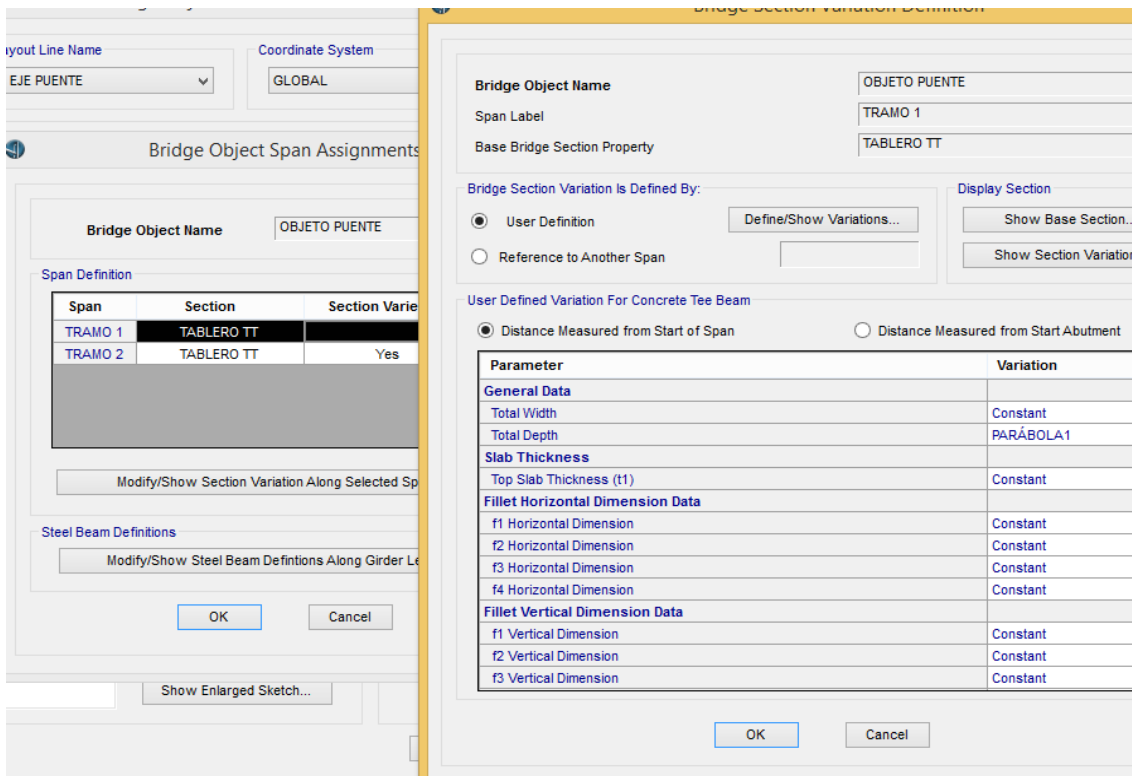
- Spans
- User Discretization Points
- Abutments
- Bents
- In-Span Hinges (Expansion Jts)
- In-Span Cross Diaphragms
- In-Span Splices
- Superelevation
- Prestress Tendons
- Girder Rebar
- Staged Construction Groups
- Point Load Assigns

Modify/Show...

OK Cancel

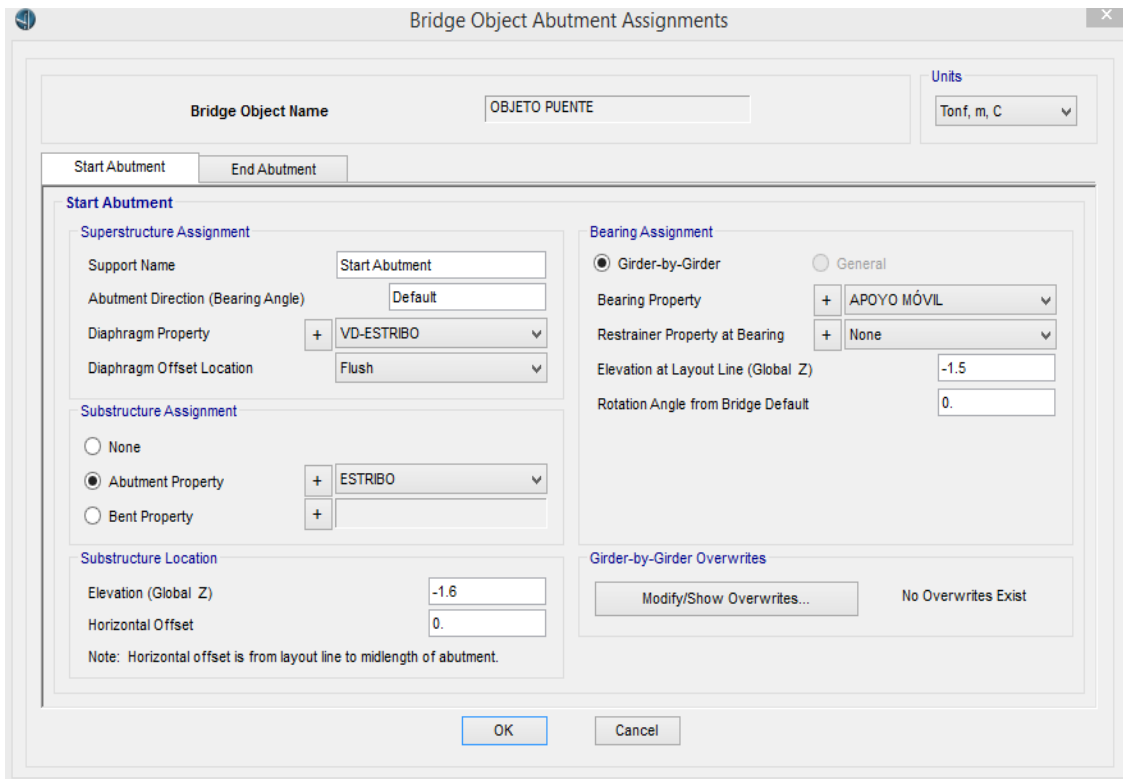
Fuente: Elaboración propia.

Asignación de sección variable de la losa del puente.



Fuente: Elaboración propia.

Asignación de estribos con apoyos móviles y vigas diafragmas.



Bridge Object Abutment Assignments

Bridge Object Name: OBJETO PUENTE Units: Tonf, m, C

Start Abutment | End Abutment

End Abutment

Superstructure Assignment

Support Name: Span 1
 Abutment Direction (Bearing Angle): Default
 Diaphragm Property: + VD-ESTRIBO
 Diaphragm Offset Location: Flush

Bearing Assignment

Girder-by-Girder General
 Bearing Property: + APOYO MÓVIL
 Restrainer Property at Bearing: + None
 Elevation at Layout Line (Global Z): -1.5
 Rotation Angle from Bridge Default: 0.

Substructure Assignment

None
 Abutment Property: + ESTRIBO
 Bent Property: +

Substructure Location

Elevation (Global Z): -1.6
 Horizontal Offset: 0.
 Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment.

Girder-by-Girder Overwrites for End Abutment

Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Asignación de pilar central con apoyo fijo y viga diafragma.

Bridge Object Bent Assignments

Bridge Object Name: OBJETO PUENTE Units: Tonf, m, C

Specify Bent Considered

Bent Is At the End of This Span: TRAMO 1
 Bent Is At This Station: 33.5
 Support Name: PILA CENTRO

Superstructure Assignment

Superstructure Continuity Condition: Continuous
 Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes
 Diaphragm Property: + VD-PILA
 Steel U-Girder Diaphragm: + None
 Mesh U-Girder to Match Bent Bearing: Yes

Bent Assignment

Bent Property: + PILA MURO
 Bent Direction (Bearing Angle): Default

Bent Location

Elevation (Global Z): -3.1
 Horizontal Offset: 0.
 Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

Bearing Assignment

Girder-by-Girder General
 Bearing Property: + APOYO FIJO
 Restrainer Property at Bearing: + None
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -3.
 Rotation Angle from Bridge Default: 0.

Girder-by-Girder Bearing Overwrites

Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Asignación de vigas diafragmas en el tablero del puente.

Bridge Object In-Span Cross-Diaphragm Assignments

Bridge Object Name: OBJETO PUENTE Units: Tonf, m, C

In-Span Cross-Diaphragm Definition

Span	Diaphragm Property	Location	Bearing	Distance	Ref Line
TRAMO 1	VD-MENOR	All Spaces	Default	11.15	Layout Line
TRAMO 1	VD-MENOR	All Spaces	Default	11.15	Layout Line
TRAMO 1	VD-MENOR	All Spaces	Default	22.3	Layout Line
TRAMO 2	VD-MAYOR	All Spaces	Default	11.2	Layout Line
TRAMO 2	VD-MENOR	All Spaces	Default	22.35	Layout Line

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Asignación de cargas de barreras (línea) y asfalto (área).

Line Load Assignments - OBJETO PUENTE

Line Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Transverse Variation
		m	m	
BARRERA	BARRERA IZQ	0.	67.	None
BARRERA	BARRERA DER	0.	67.	None

Area Load Assignments - OBJETO PUENTE

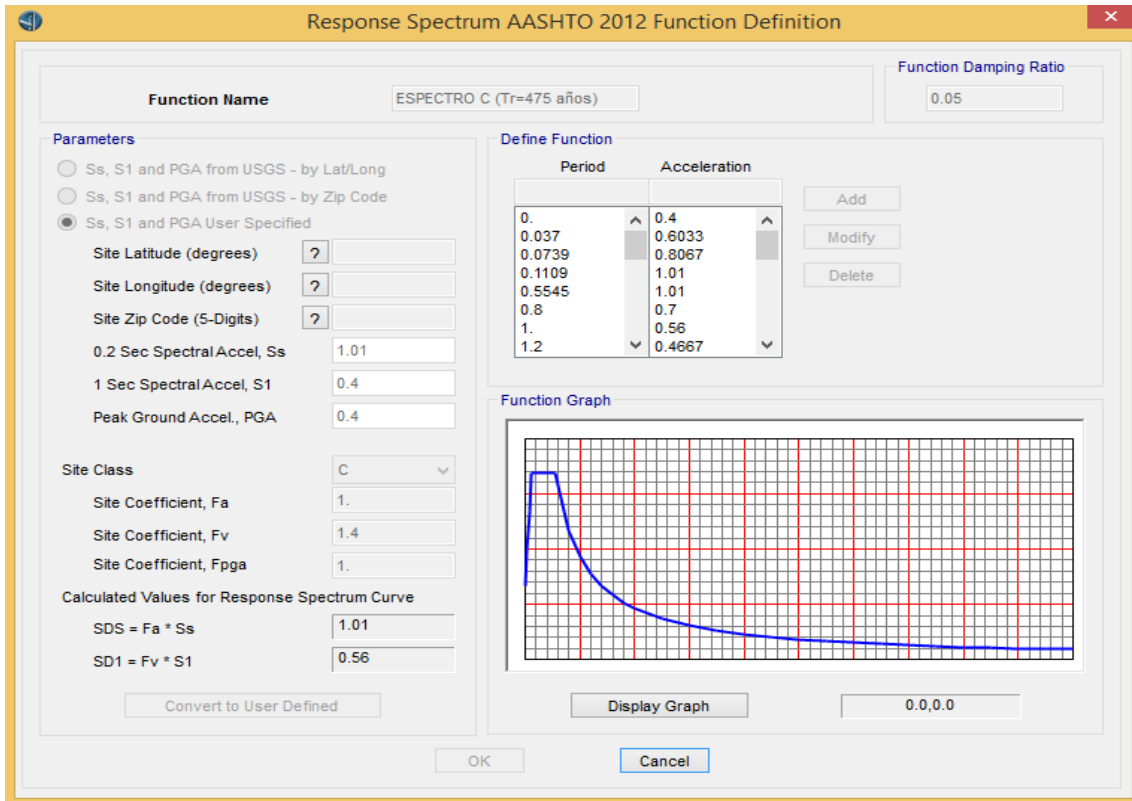
Area Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Left Edge Variation	Right Edge Variation
		m	m		
ASFALTO	ASFALTO	0.	67.	None	None

Fuente: Elaboración propia.

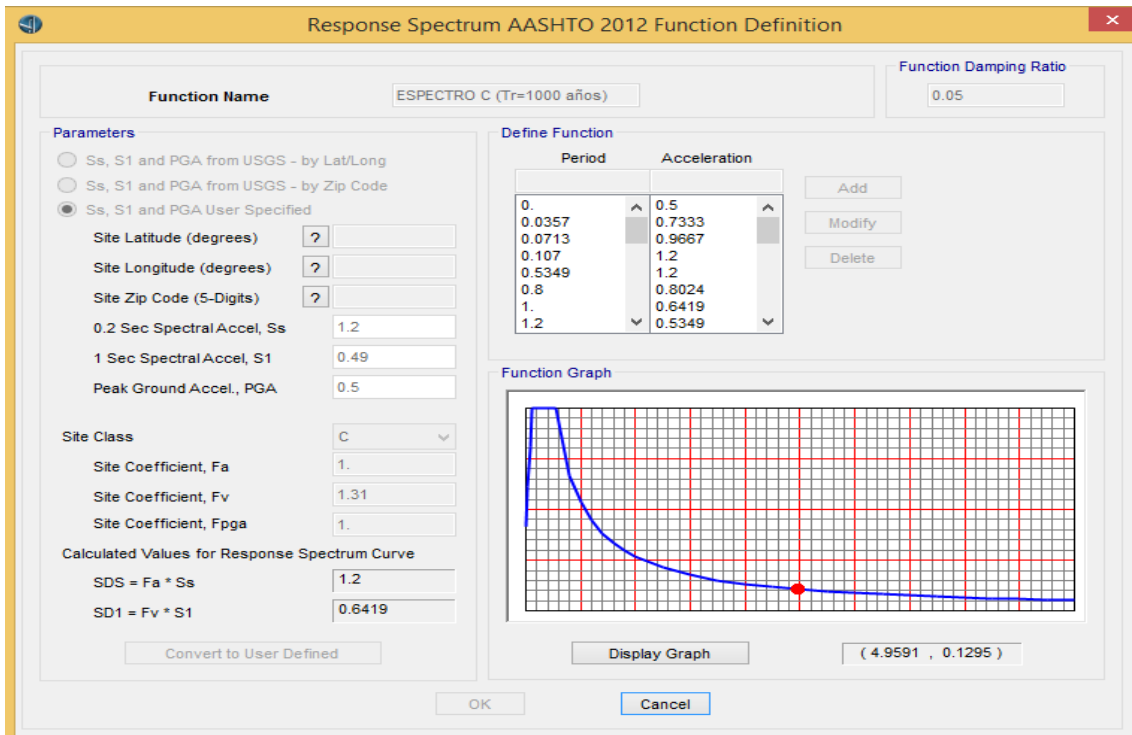
Paso 13: Se definió el espectro de diseño para sismos raros y sismos muy raros.

SISMOS RAROS – $T_r= 475$ años



Fuente: Elaboración propia.

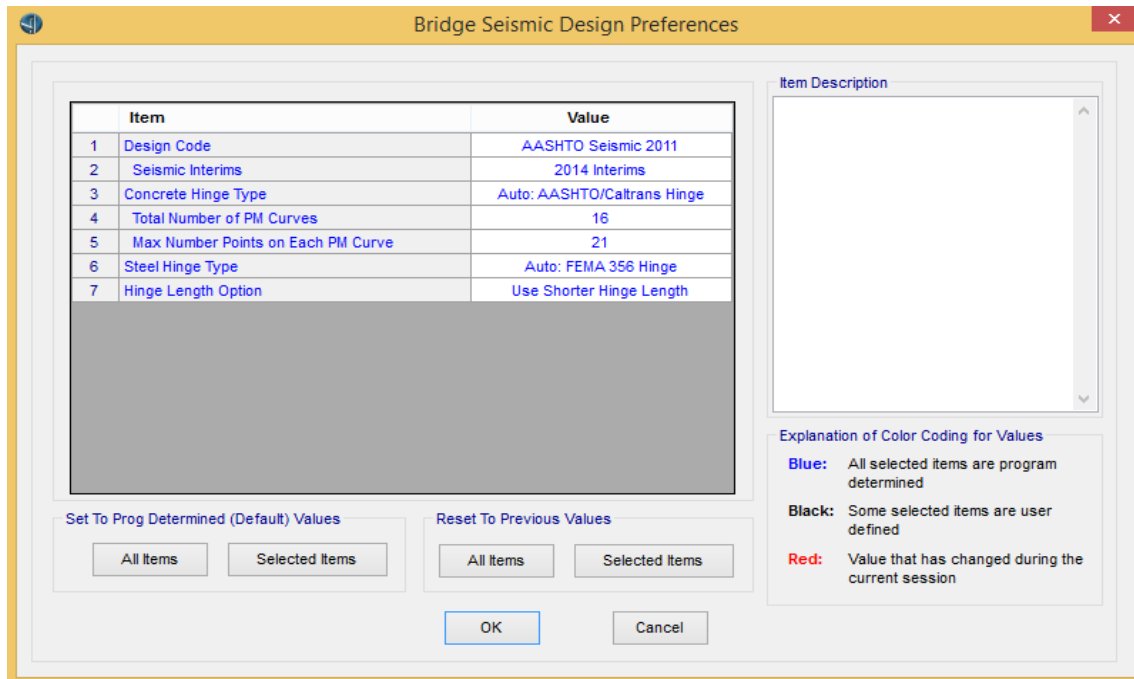
SISMOS MUY RAROS – $T_r= 1000$ años



Fuente: Elaboración propia.

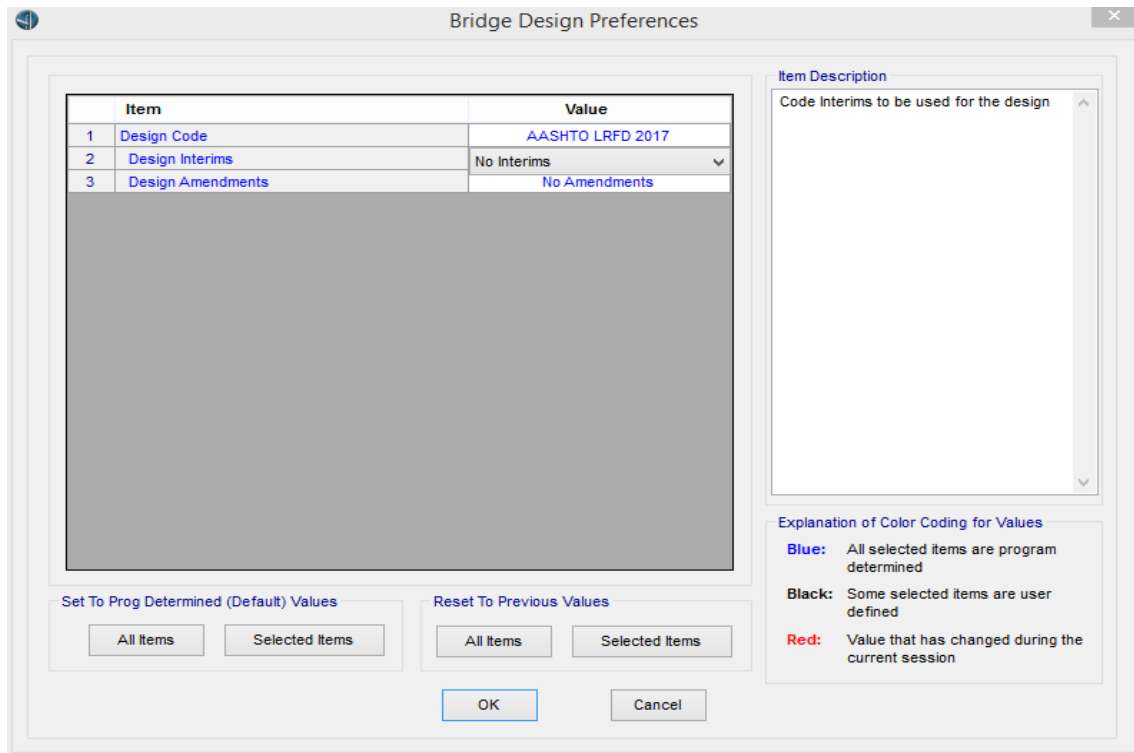
Paso 14: Se definieron los códigos de análisis y diseño sísmico de puentes:

LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual (2014)



Fuente: Elaboración propia.

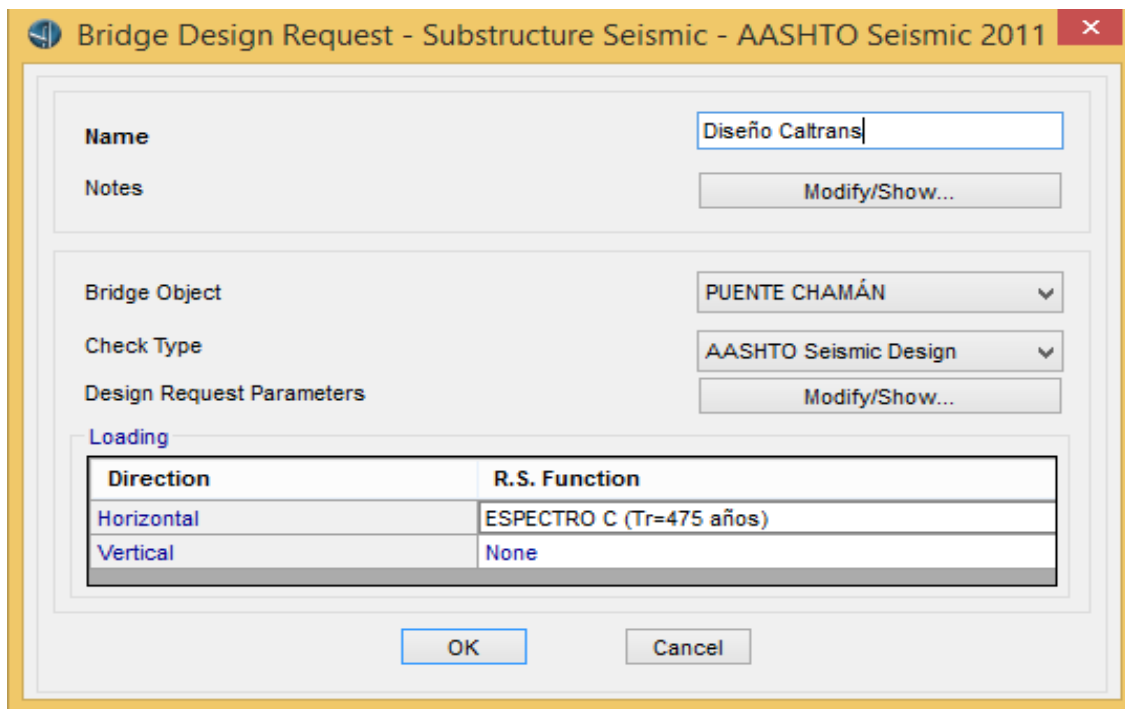
AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017)



Fuente: Elaboración propia.

Paso 15: Se asignaron los espectros de diseño para sismos raros y muy raros:

ESPECTRO DE DISEÑO – SISMO RARO

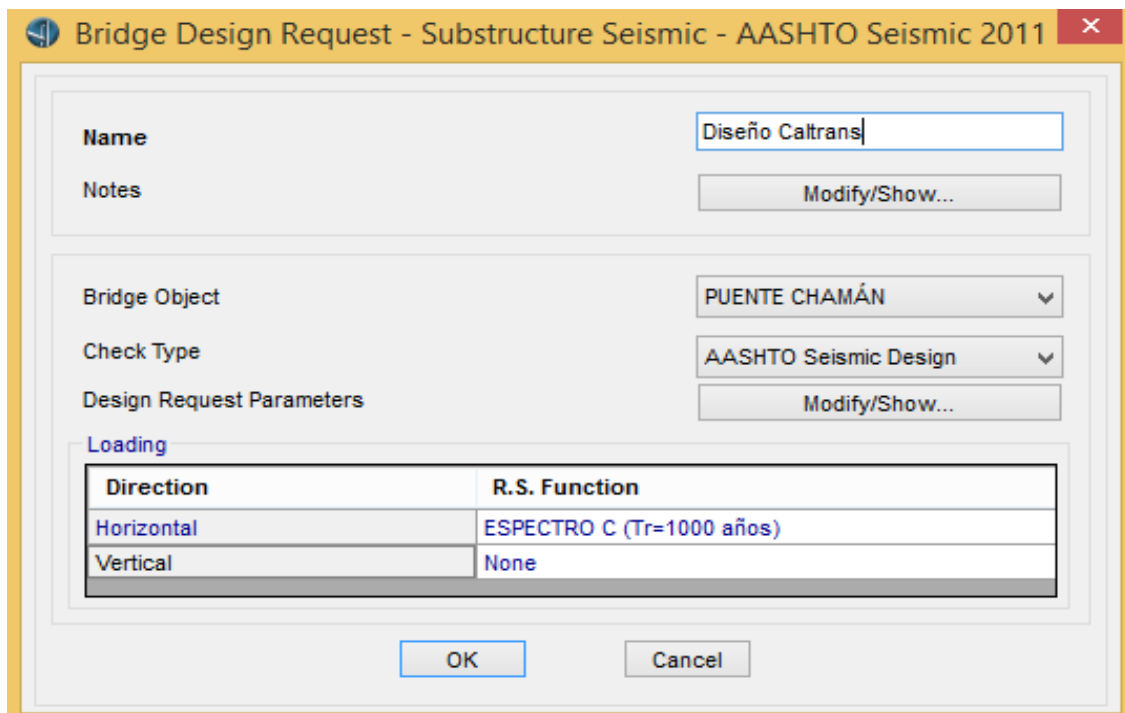


The screenshot shows the 'Bridge Design Request - Substructure Seismic - AASHTO Seismic 2011' dialog box. The 'Name' field is 'Diseño Caltrans'. The 'Bridge Object' is 'PUENTE CHAMÁN'. The 'Check Type' is 'AASHTO Seismic Design'. The 'Loading' table is as follows:

Direction	R.S. Function
Horizontal	ESPECTRO C (Tr=475 años)
Vertical	None

Fuente: Elaboración propia.

ESPECTRO DE DISEÑO – SISMO MUY RARO

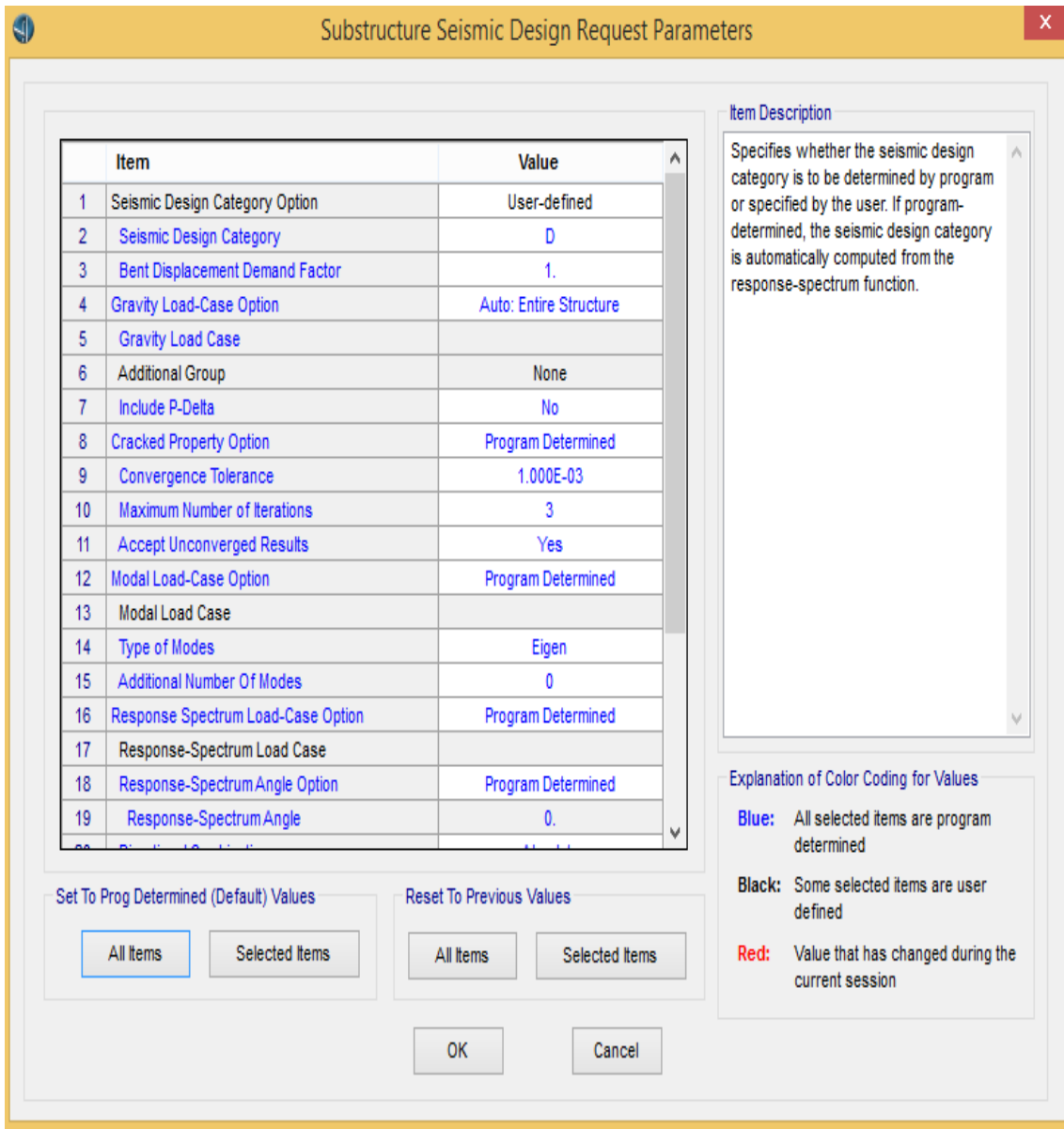


The screenshot shows the 'Bridge Design Request - Substructure Seismic - AASHTO Seismic 2011' dialog box. The 'Name' field is 'Diseño Caltrans'. The 'Bridge Object' is 'PUENTE CHAMÁN'. The 'Check Type' is 'AASHTO Seismic Design'. The 'Loading' table is as follows:

Direction	R.S. Function
Horizontal	ESPECTRO C (Tr=1000 años)
Vertical	None

Fuente: Elaboración propia.

Paso 16: Se asignaron los parámetros de diseño sísmico para la subestructura:

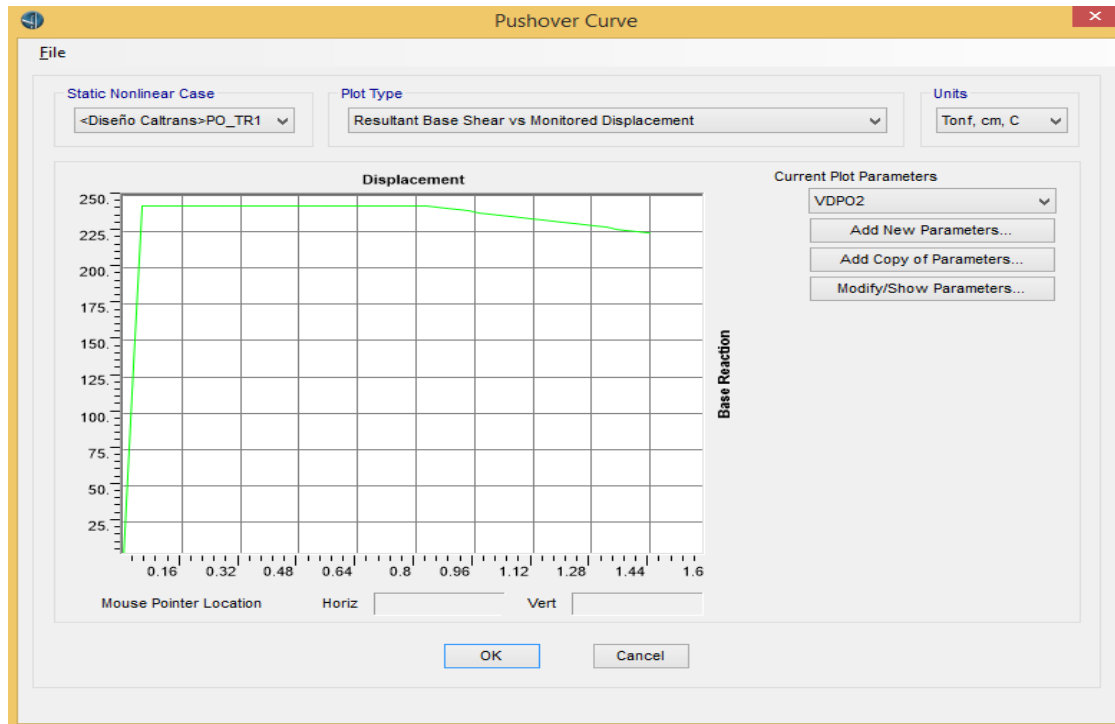


Fuente: Elaboración propia.

Paso 17: Se obtuvo el gráfico de curva de capacidad, rótulas plásticas y nivel de desempeño sísmico en el eje longitudinal y transversal:

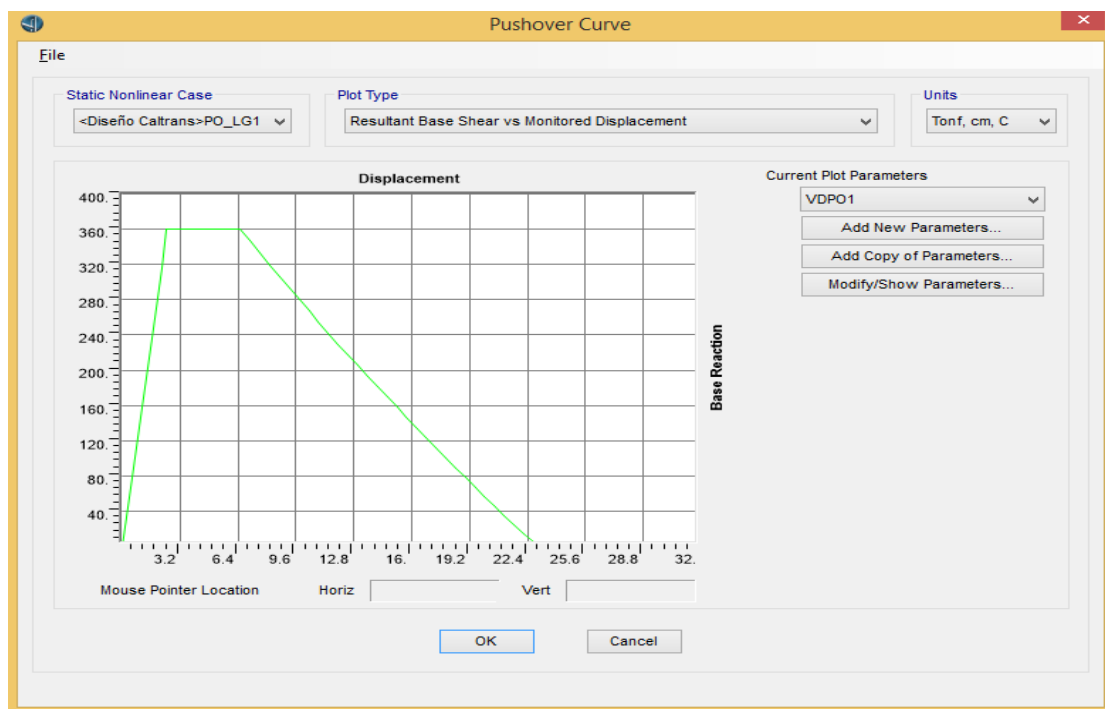
CURVA DE CAPACIDAD

Eje Transversal



Fuente: Elaboración propia.

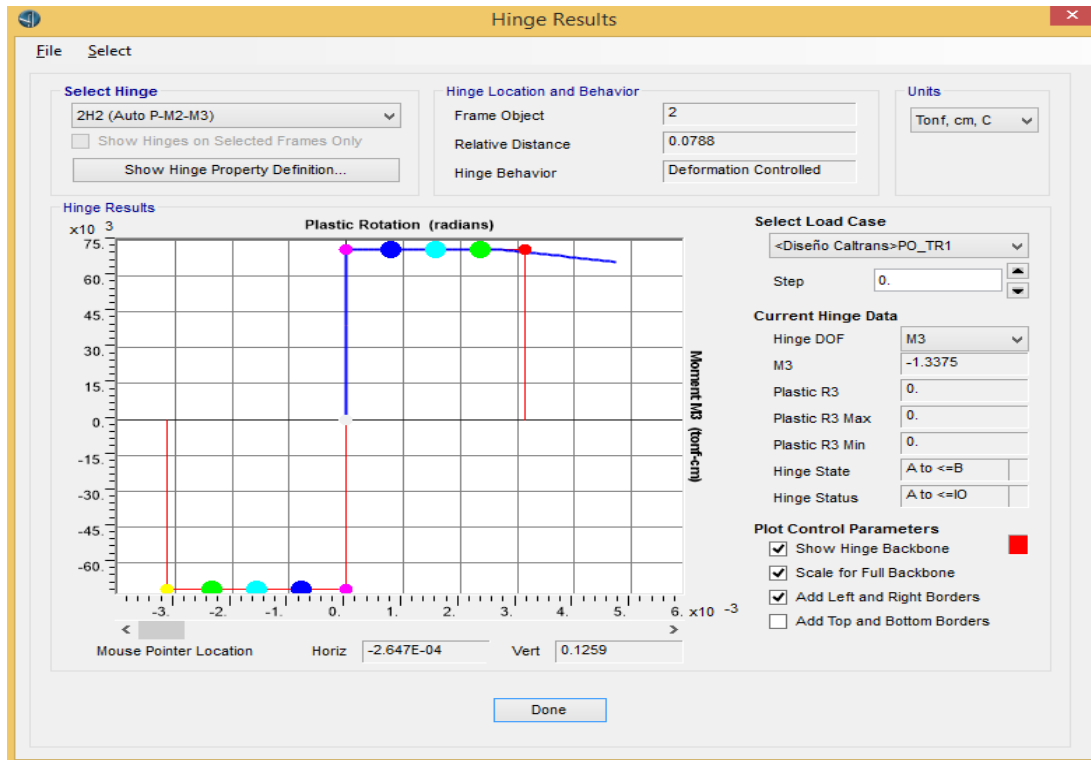
Eje Longitudinal



Fuente: Elaboración propia.

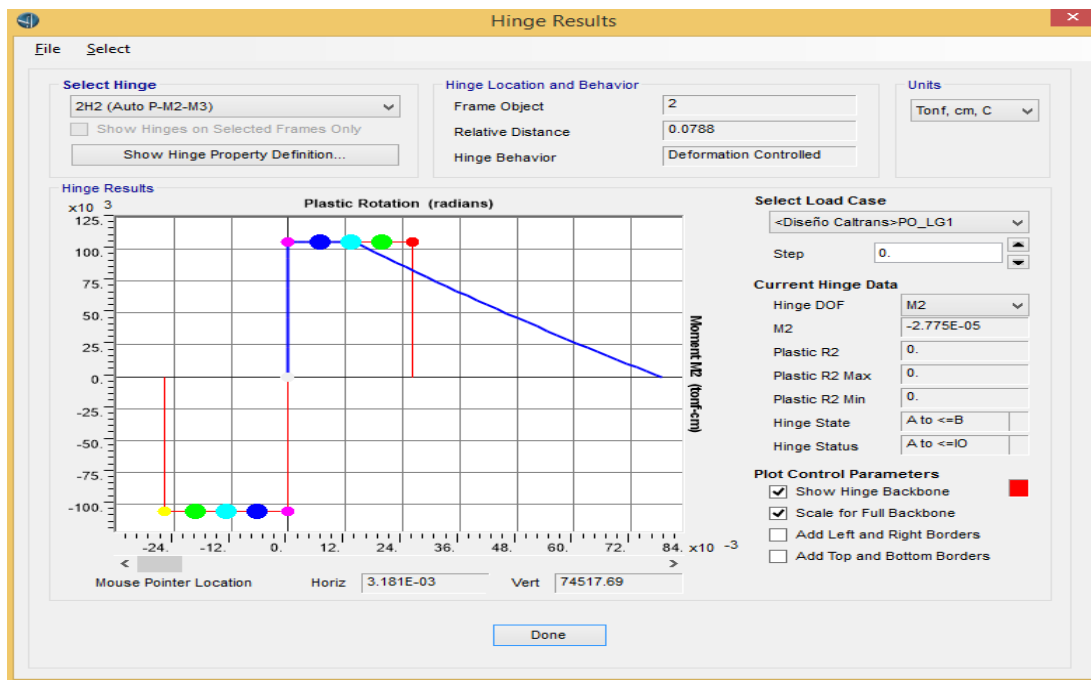
RÓTULAS PLÁSTICAS

Eje Transversal



Fuente: Elaboración propia.

Eje Longitudinal

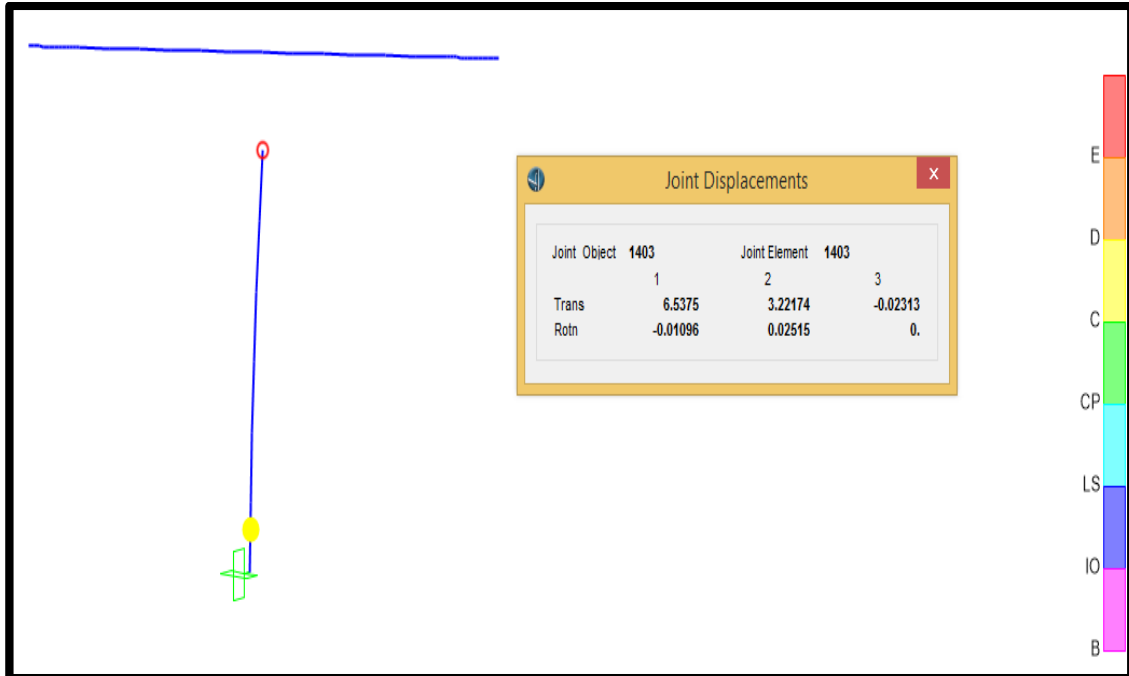


Fuente: Elaboración propia.

NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO

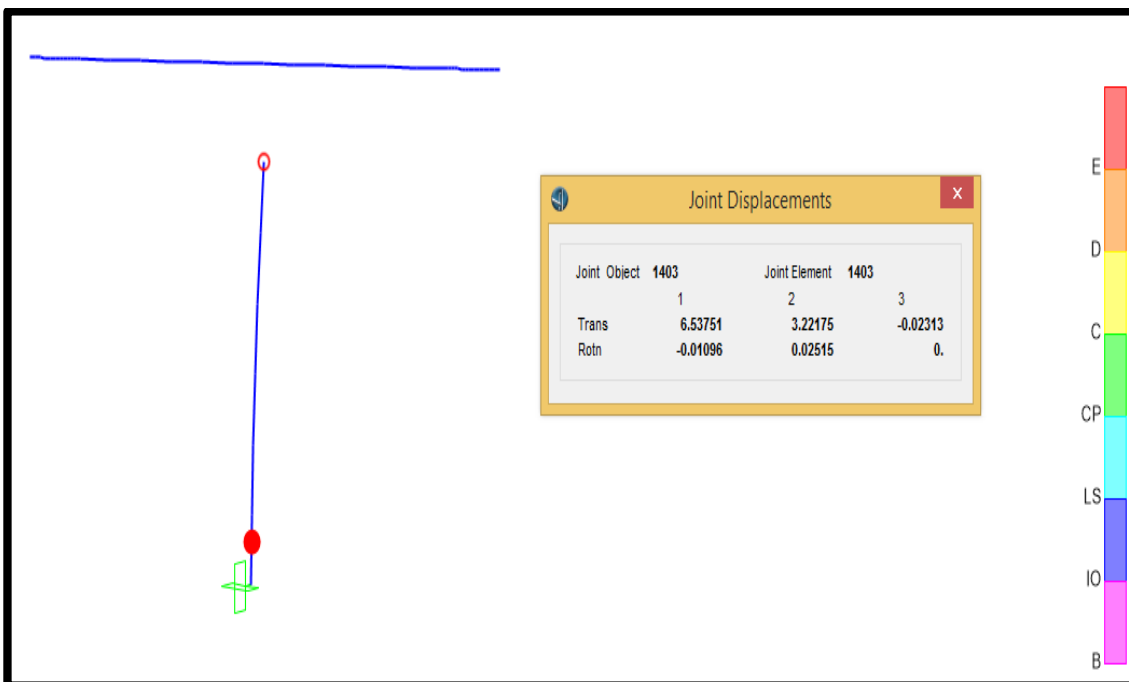
Sismo raro – $T_r = 475$ años

Demanda sísmica longitudinal - Step 13



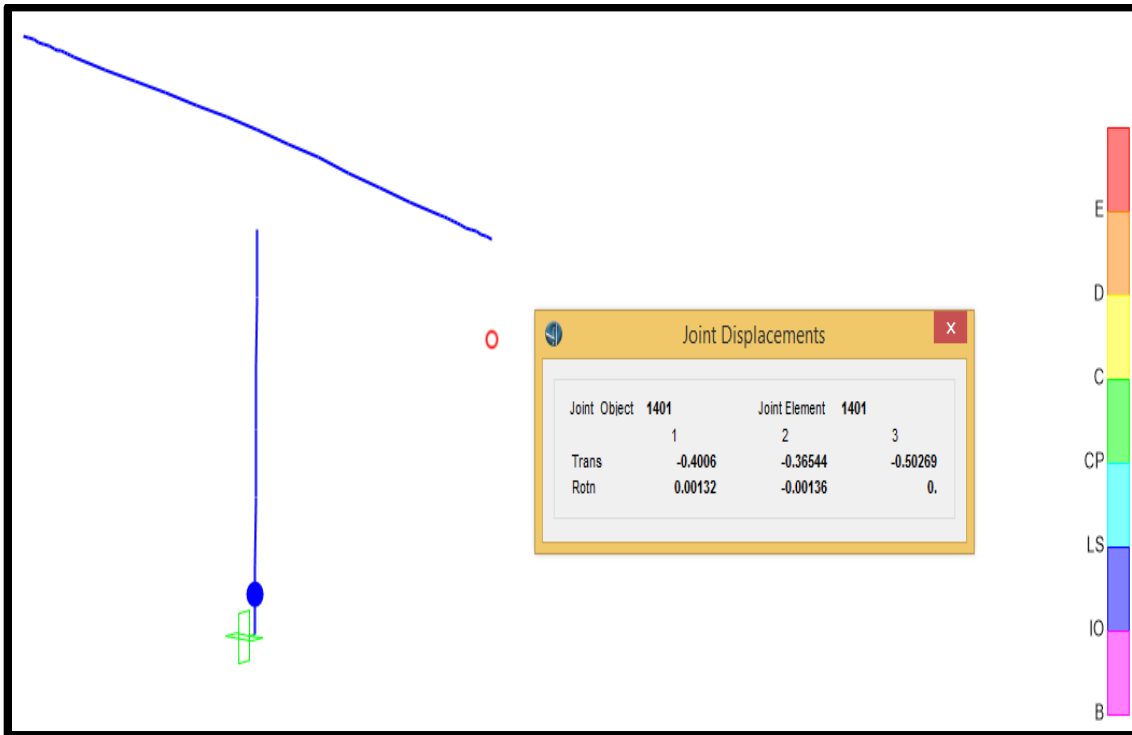
Fuente: Elaboración propia.

Capacidad longitudinal - Step 14



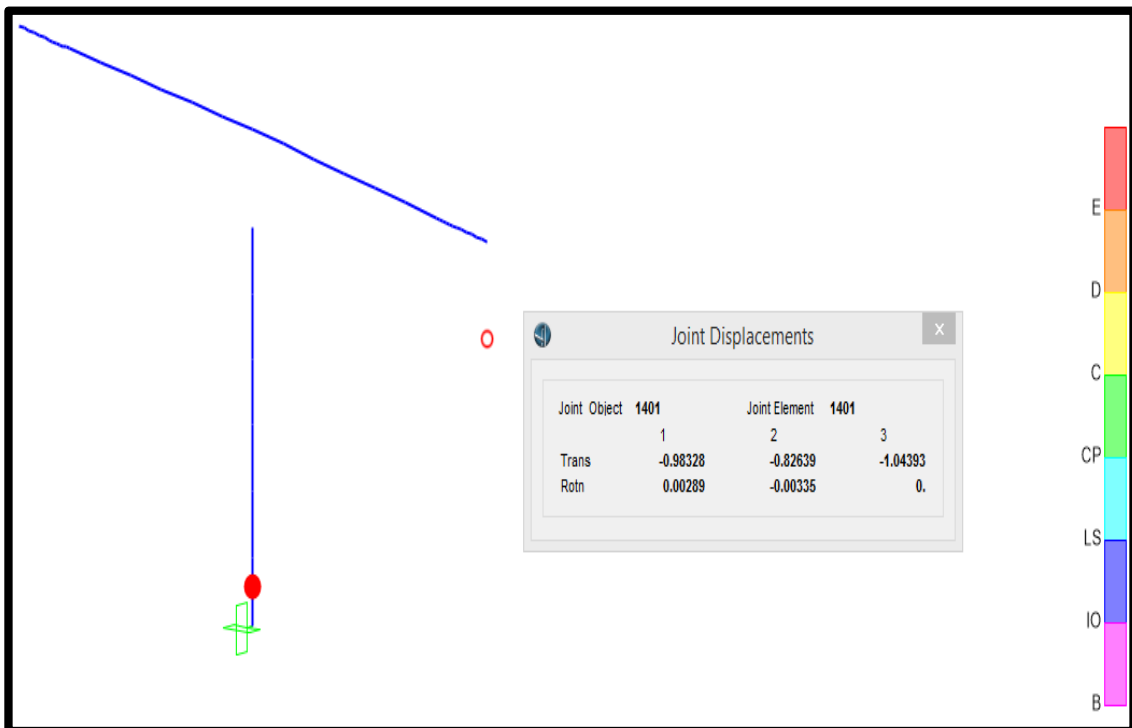
Fuente: Elaboración propia.

Demanda sísmica transversal – Step 13



Fuente: Elaboración propia.

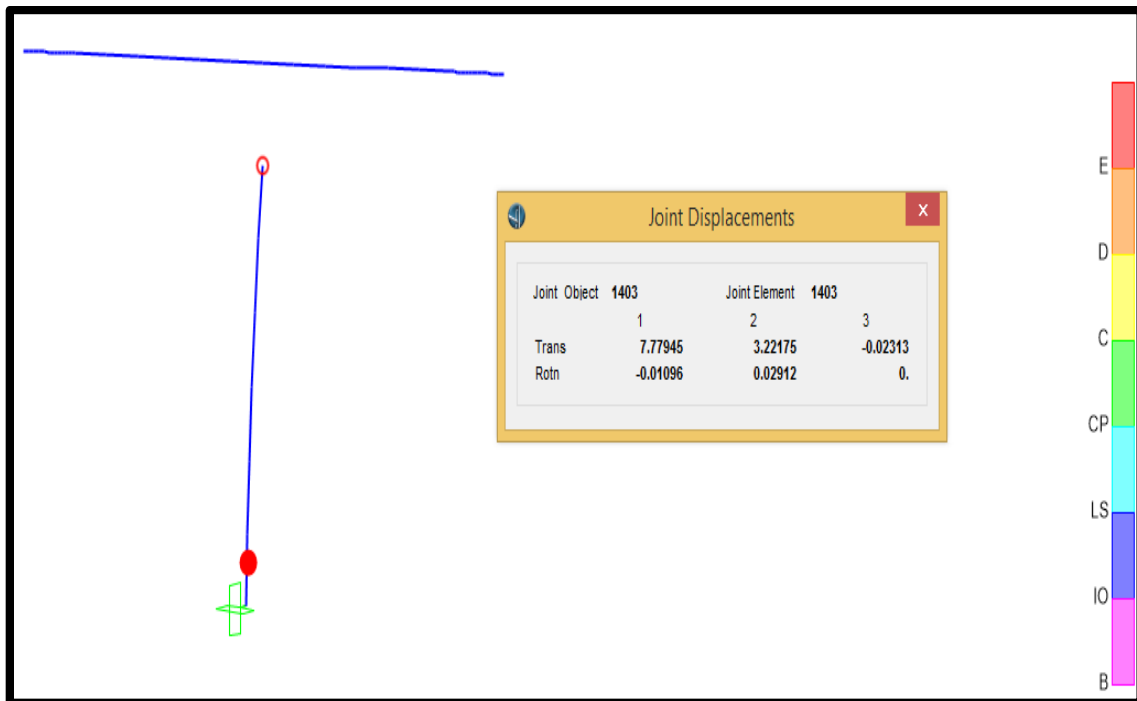
Capacidad transversal-Step 30



Fuente: Elaboración propia.

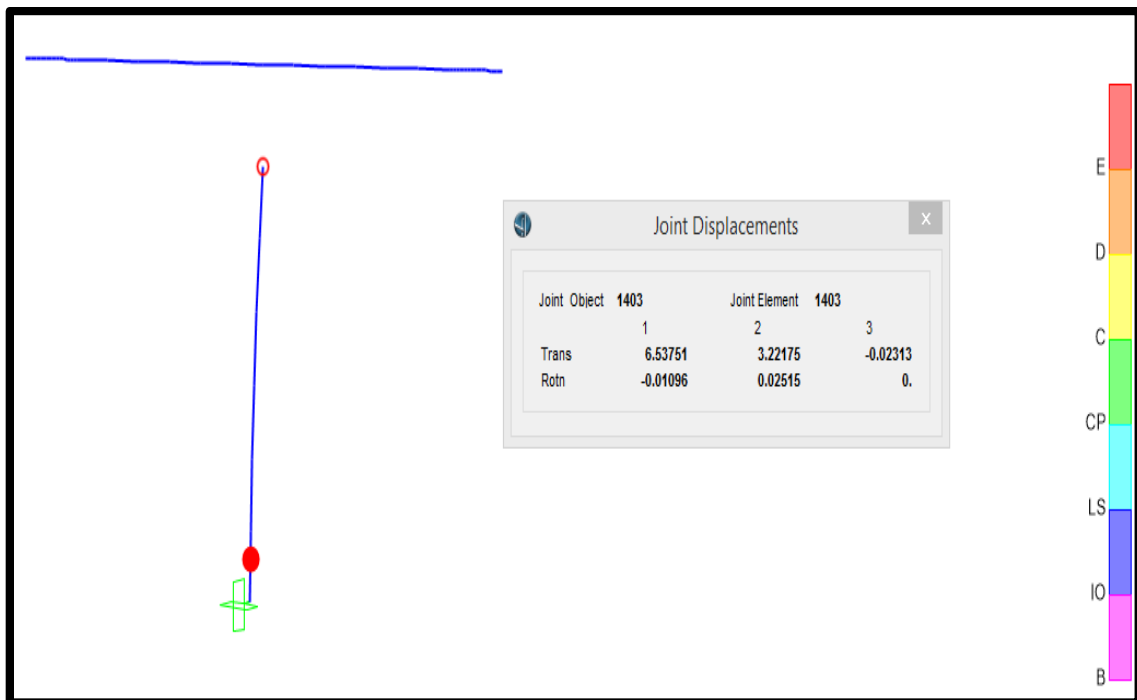
Sismo muy raro – $T_r = 1000$ años

Demanda sísmica longitudinal - Step 14



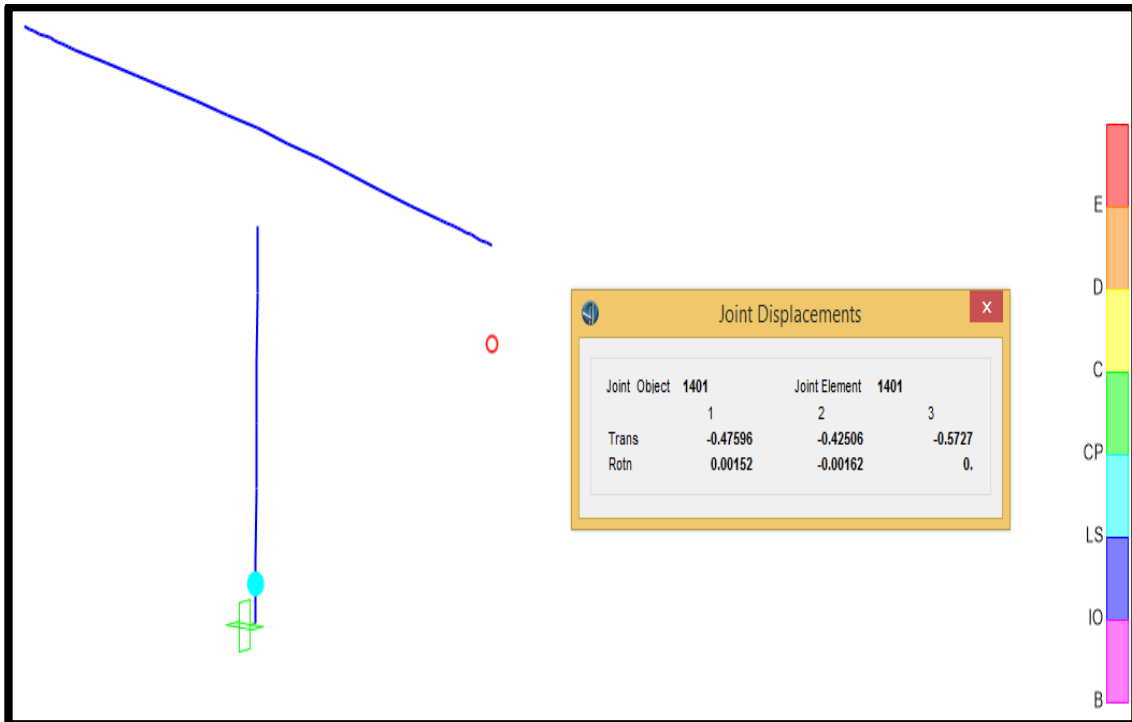
Fuente: Elaboración propia.

Capacidad longitudinal - Step 12



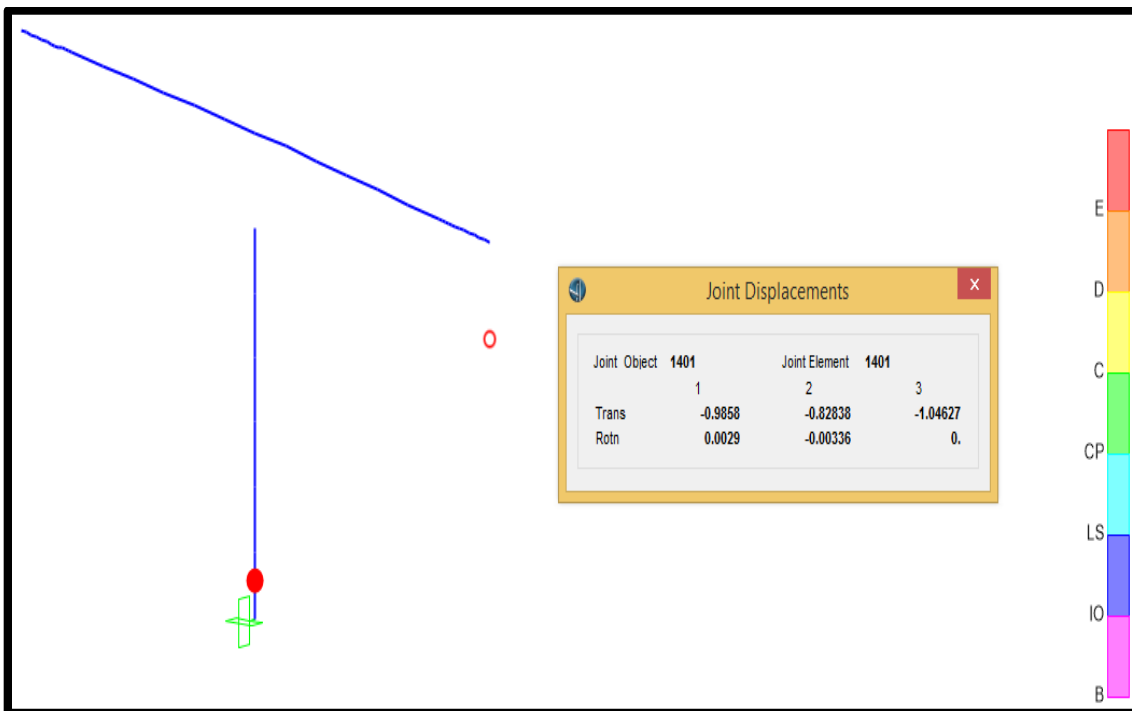
Fuente: Elaboración propia.

Demanda sísmica transversal – Step 13



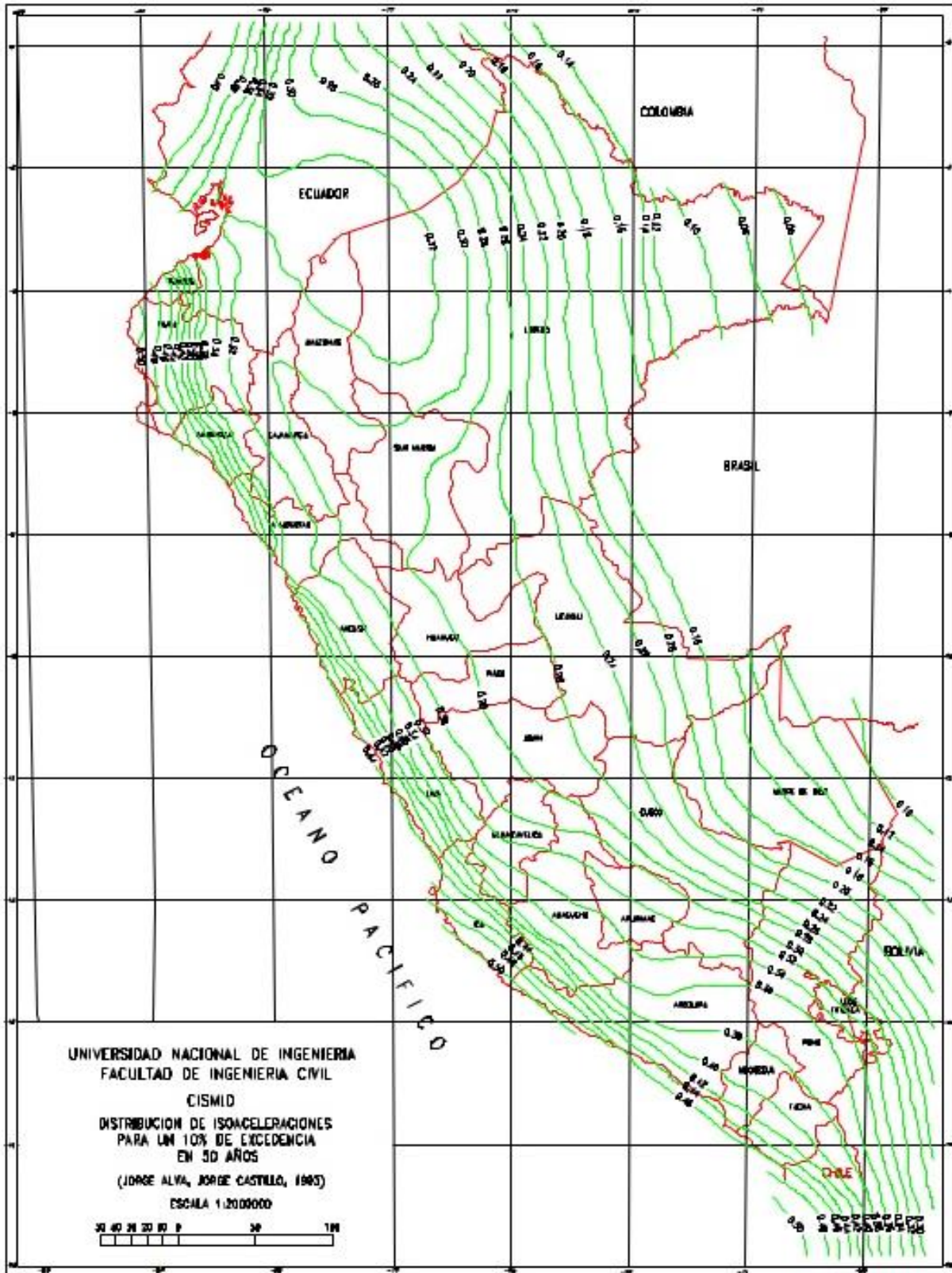
Fuente: Elaboración propia.

Capacidad transversal-Step 26



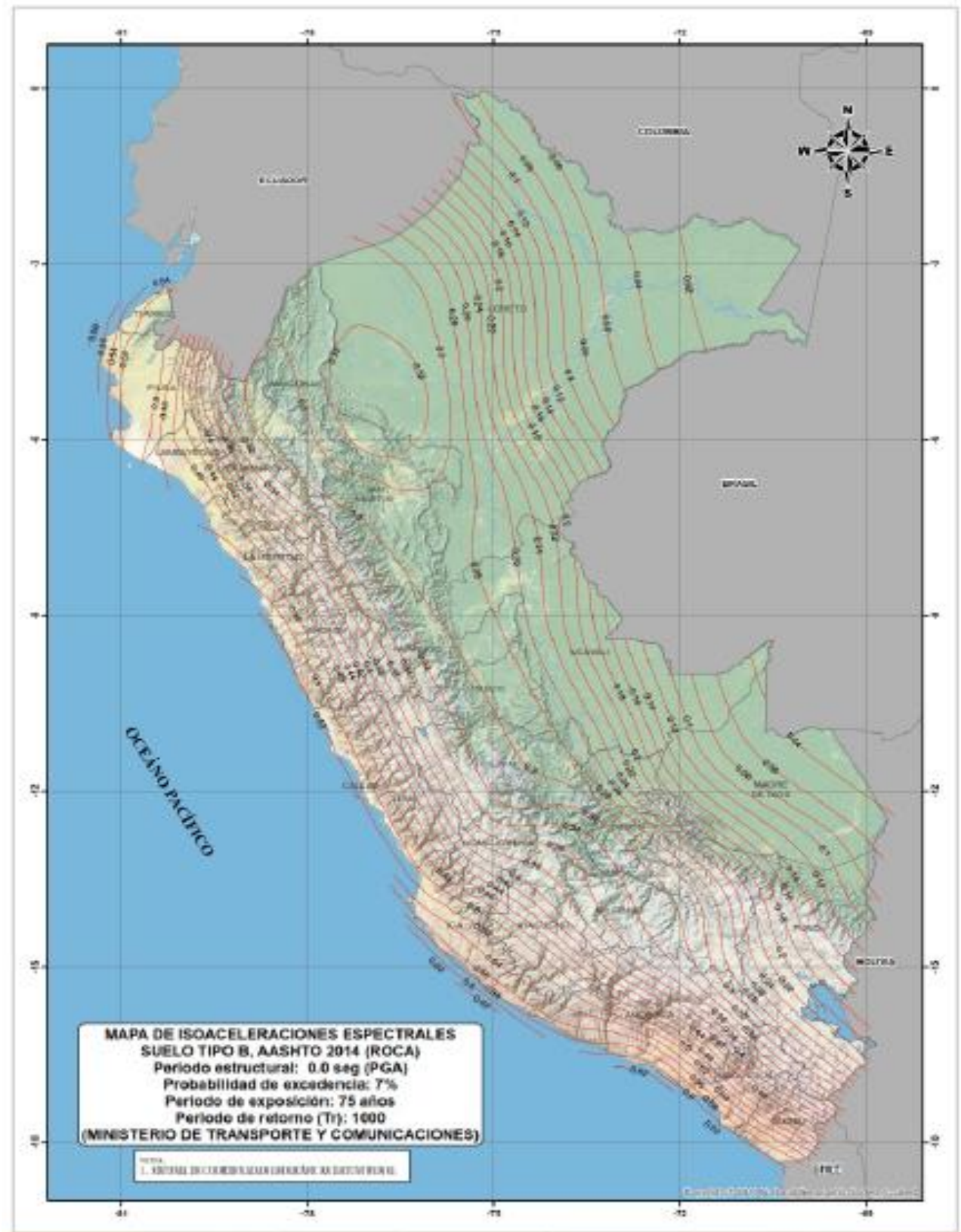
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 02: Mapa de isoaceleraciones para $T_r = 475$ años. Periodo estructural para 0 seg (PGA).



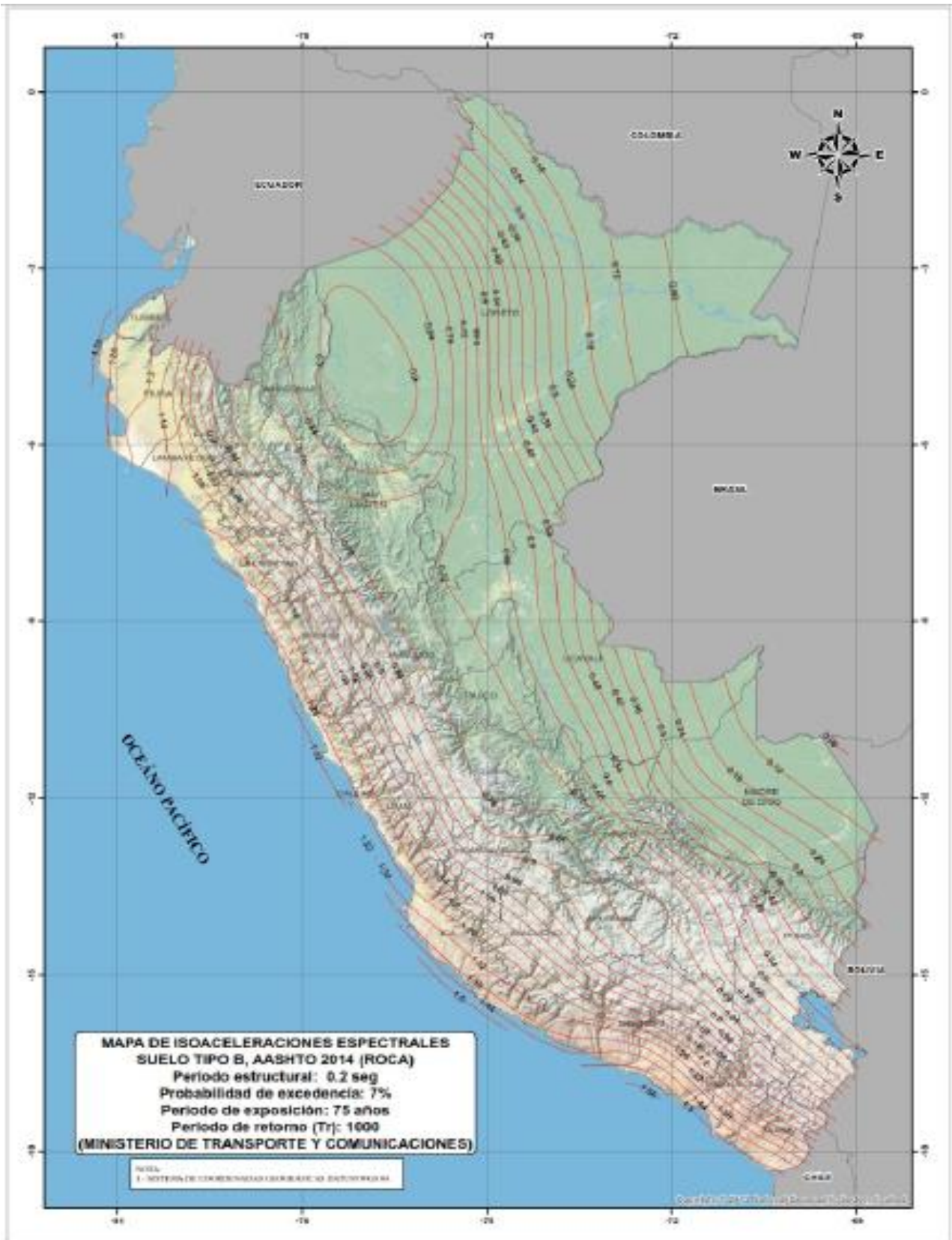
Fuente: CISMID (2003).

Anexo 03: Mapa de isoaceleraciones para $T_r = 1000$ años. Periodo estructural para 0 seg (PGA)



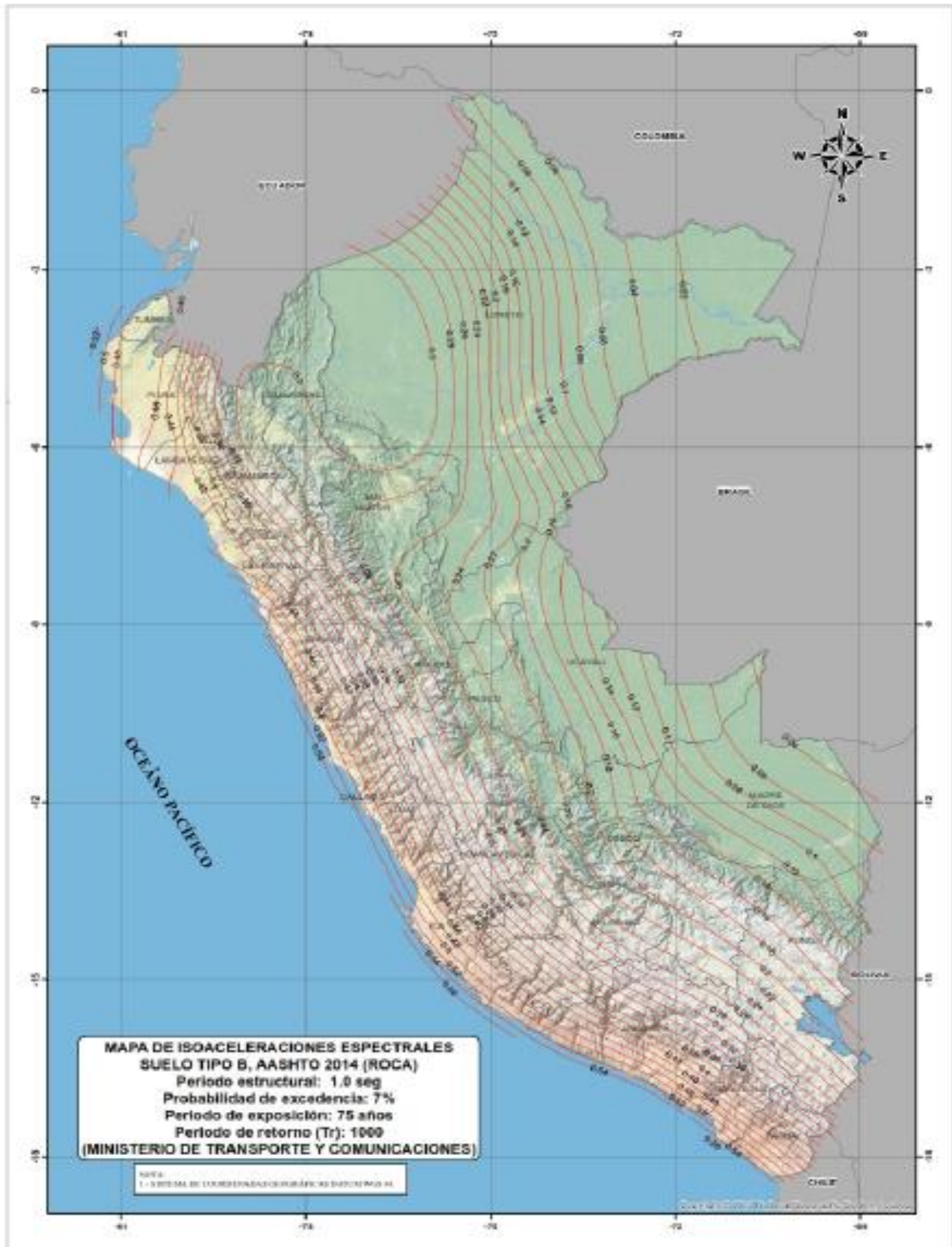
Fuente: Manual de Puentes MTC (2018).

Anexo 04: Mapa de isoaceleraciones para $T_r = 1000$ años. Periodo estructural para 0.2 seg.



Fuente: Manual de Puentes MTC (2018).

Anexo 05: Mapa de isoaceleraciones para $T_r = 1000$ años. Periodo estructural para 1.0 seg.



Fuente: Manual de Puentes MTC (2018).

Anexo 06: Cálculo de periodo estructural para 0.2 y 1 seg para Tr= 475 años.

REGISTROS DIRECTOS DE LA NORMA PERUANA E0.30						
5% BASE	7035	7036	7038	7039	7050	7051
PERIODO	g	g	g	g	g	g
0.00	0.18408767	0.27455657	0.10685015	0.09964322	0.1824159	0.19621814
0.02	0.18655443	0.28251682	0.10930958	0.10182854	0.18656718	0.19866208
0.04	0.2160895	0.29381193	0.1119789	0.10965474	0.1923947	0.20609735
0.06	0.35331733	0.4639524	0.18982385	0.17765647	0.2188632	0.26290357
0.08	0.6401633	0.78494669	0.26021896	0.23248705	0.32399032	0.40521335
0.10	0.58252467	0.97593252	0.31713955	0.26046004	0.38014383	0.47024618
0.12	0.59424302	0.9393526	0.30240112	0.25333761	0.42303955	0.58487074
0.14	0.44654577	0.75302314	0.23185189	0.3462946	0.40326422	0.44089633
0.16	0.49325953	0.6087525	0.30200734	0.21817299	0.36455127	0.4165208
0.18	0.43188022	0.45845627	0.24202365	0.22645321	0.3357949	0.47099368
0.20	0.40956198	0.50255923	0.20472803	0.26164811	0.39604159	0.4551843
0.22	0.58427768	0.54764353	0.18763772	0.35158481	0.37674557	0.45662803
0.24	0.53010703	0.71732579	0.24751427	0.32859827	0.38435902	0.5053
0.26	0.38239042	0.47661274	0.28741417	0.21946432	0.30082263	0.4804946
0.28	0.39858318	0.4745209	0.23346157	0.23362854	0.39494536	0.48273435
0.30	0.56037768	0.51517696	0.25417462	0.22526198	0.4769736	0.4342211
0.32	0.45114027	0.66130214	0.29404016	0.19745158	0.43574241	0.46894444
0.34	0.31475708	0.70893354	0.2469945	0.18890938	0.39622844	0.40843099
0.36	0.30835107	0.67153598	0.25579551	0.26138318	0.40960479	0.37759042
0.38	0.26837462	0.62215953	0.2190261	0.26711539	0.44469123	0.35043547
0.40	0.26656932	0.57620499	0.17351764	0.25668165	0.44604077	0.3662212
0.42	0.3063213	0.5123422	0.18059888	0.20202253	0.34948114	0.39715372
0.44	0.33493894	0.43526789	0.2024157	0.16612977	0.28092232	0.48006157
0.46	0.34785474	0.37740724	0.18163374	0.1705581	0.2928999	0.44406045
0.48	0.30683986	0.37445097	0.14178552	0.17049154	0.28945484	0.37417635
0.50	0.26450826	0.40756504	0.12120092	0.14108634	0.2606371	0.33349072
0.52	0.24870173	0.41838094	0.1246159	0.11610795	0.23465127	0.32370724
0.54	0.27662365	0.42908512	0.12469715	0.10713466	0.23275382	0.31334903
0.56	0.30941927	0.3994893	0.14863598	0.11277655	0.23180887	0.34780968
0.58	0.30820479	0.33932457	0.15772936	0.11544098	0.21137115	0.36376024
0.60	0.28125484	0.29758002	0.14398481	0.1165366	0.19887757	0.31786748
0.62	0.2487368	0.24282161	0.11785851	0.11098756	0.1942787	0.3143948
0.64	0.21514608	0.20136024	0.11764373	0.12634332	0.18701335	0.30858879
0.66	0.18546004	0.17751305	0.12809501	0.13117666	0.18432253	0.28277951
0.68	0.16443466	0.17769562	0.1368792	0.13607125	0.17819908	0.25863996
0.70	0.14940387	0.19615739	0.13834312	0.14007452	0.15875168	0.25810928
0.72	0.14136065	0.19902712	0.1380998	0.142784	0.14770469	0.26898012
0.74	0.13490255	0.20922793	0.13142365	0.14205586	0.135684	0.2766737
0.76	0.12850224	0.19576738	0.12144506	0.1395054	0.1271631	0.26784159
0.78	0.12811641	0.16941743	0.11253384	0.13489032	0.11275841	0.2446051
0.80	0.11630316	0.16709572	0.10447044	0.1290421	0.11159174	0.21728838
0.82	0.10659205	0.16231825	0.09459185	0.12373874	0.10484862	0.19216371
0.84	0.09869409	0.15465127	0.08249419	0.11549562	0.08746157	0.19440336
0.86	0.09537717	0.14526789	0.06999827	0.10590398	0.08246035	0.19246656
0.88	0.09580112	0.15675076	0.06473619	0.09606962	0.08196198	0.17645984
0.90	0.09575902	0.16557217	0.06056983	0.08683751	0.08276137	0.16268002
0.92	0.09779562	0.16599725	0.05587503	0.0784156	0.08373354	0.15022202
0.94	0.0973843	0.15253955	0.05239419	0.07060979	0.08280275	0.14216565
0.96	0.09411539	0.13553537	0.05126218	0.0637263	0.0803474	0.1384948
0.98	0.09061019	0.11728828	0.04982161	0.06046779	0.0715051	0.14047166
1.00	0.08241549	0.10546922	0.05282039	0.062358	0.07333191	0.13961448

1.02	0.08118665	0.10261182	0.0550897	0.05936789	0.07351957	0.13748379
1.04	0.07932895	0.09755484	0.05534852	0.05344536	0.06985392	0.13483405
1.06	0.07763782	0.09139735	0.05527992	0.04911784	0.06466463	0.13419643
1.08	0.07540591	0.08442171	0.05575739	0.0460157	0.0623683	0.13264393
1.10	0.07092681	0.0784369	0.05550877	0.04293772	0.06485362	0.12768104
1.12	0.06507146	0.07373874	0.05313425	0.03952324	0.06654495	0.11963028
1.14	0.05859633	0.06898644	0.04805209	0.03941672	0.06596137	0.1184844
1.16	0.05393853	0.06429847	0.04769521	0.03893333	0.06464271	0.11301641
1.18	0.04867452	0.05941427	0.0464369	0.03792018	0.06314954	0.1061001
1.20	0.04421876	0.05880326	0.04447258	0.03630326	0.06054516	0.10069776
1.22	0.04133099	0.05649806	0.04257971	0.03416412	0.05758858	0.09907992
1.24	0.03956748	0.05474343	0.0413159	0.03162732	0.05480968	0.10130591
1.26	0.03810326	0.05738033	0.04071498	0.03040082	0.05174689	0.10355117
1.28	0.03789511	0.0609262	0.04055912	0.03058807	0.05185291	0.10437034
1.30	0.0381052	0.06347339	0.04323466	0.03068593	0.05252528	0.10361325
1.32	0.03701009	0.06425505	0.04548532	0.03006177	0.05233853	0.10193496
1.34	0.04147523	0.06332457	0.04563201	0.03066799	0.05158828	0.09975301
1.36	0.04697584	0.06150031	0.04383272	0.03110663	0.05001549	0.09787655
1.38	0.05178318	0.05962181	0.04067248	0.03035525	0.04794791	0.09643415
1.40	0.05520581	0.05796157	0.03717258	0.02880683	0.04597085	0.09543945
1.42	0.05709052	0.05672212	0.03582997	0.02665443	0.04649409	0.09380836
1.44	0.05788818	0.0560945	0.03360652	0.02421947	0.04630948	0.0898787
1.46	0.05763935	0.05612864	0.03134322	0.02181437	0.04552487	0.08421519
1.48	0.05640285	0.05668818	0.02933435	0.02031947	0.04340775	0.08040479
1.50	0.05436259	0.05748644	0.02784557	0.01915005	0.03948318	0.07583344
1.52	0.05125596	0.05820245	0.02657044	0.01830938	0.03686075	0.07217299
1.54	0.04721488	0.0585999	0.02770703	0.01781121	0.03597329	0.07025015
1.56	0.04252793	0.0587842	0.02892824	0.01761876	0.03589154	0.07007666
1.58	0.03764485	0.05857584	0.02934149	0.01765749	0.03605637	0.07141733
1.60	0.03365586	0.05798828	0.0288633	0.01784485	0.03670377	0.07295372
1.62	0.03292793	0.0572683	0.02795015	0.01844975	0.03745025	0.07351549
1.64	0.03243945	0.05632446	0.02683007	0.01912905	0.0376685	0.07253282
1.66	0.03221315	0.05565443	0.02573598	0.01989419	0.03631182	0.07026493
1.68	0.03206228	0.05458746	0.02467268	0.0209156	0.03624883	0.06888165
1.70	0.03189908	0.05300601	0.02359052	0.02185341	0.0357001	0.07104852
1.72	0.03120499	0.05098869	0.02240836	0.02263119	0.03569715	0.07539929
1.74	0.03030173	0.05143456	0.02121182	0.02318807	0.03571509	0.07948532
1.76	0.02970071	0.05164261	0.02023945	0.02348542	0.03506891	0.08165341
1.78	0.02923945	0.05146952	0.019642	0.02361692	0.0339634	0.0816209
1.80	0.02877197	0.0508946	0.01949185	0.02345729	0.03262875	0.07957095
1.82	0.02826565	0.0500051	0.01966116	0.02301529	0.03122385	0.07558318
1.84	0.0278998	0.04887319	0.01986045	0.02249072	0.0301476	0.07128196
1.86	0.0274315	0.04757706	0.0197999	0.02214393	0.02919623	0.06614536
1.88	0.0270737	0.04649827	0.01931978	0.0215528	0.02839745	0.06027625
1.90	0.027358	0.04530173	0.01997054	0.02075341	0.02783904	0.05674587
1.92	0.02844526	0.04410989	0.02022426	0.02025362	0.02755474	0.05518644
1.94	0.02929674	0.04306137	0.02012324	0.02091825	0.02752773	0.05320408
1.96	0.03012477	0.04228869	0.01996932	0.02132232	0.02772834	0.05101611
1.98	0.03140877	0.0418946	0.01976493	0.02144985	0.02807136	0.04866983
2.00	0.03253598	0.04193415	0.01964934	0.02129633	0.02844118	0.04621702

2.02	0.03346483	0.04254883	0.02047961	0.02095403	0.02873578	0.04404128
2.04	0.0339685	0.04355158	0.02139888	0.02038563	0.02886126	0.04193741
2.06	0.03413129	0.04478889	0.02237615	0.0197211	0.02876228	0.04045515
2.08	0.03395015	0.04615148	0.02337543	0.0189474	0.02846279	0.04190601
2.10	0.03345912	0.04753996	0.02430061	0.01811937	0.02783619	0.04338114
2.12	0.03277503	0.04887564	0.02503609	0.0172683	0.02687462	0.04478451
2.14	0.0320577	0.05016799	0.02550765	0.01668226	0.02559419	0.04606626
2.16	0.03143588	0.05150714	0.02560408	0.0166684	0.02452426	0.04724852
2.18	0.0308421	0.05272426	0.02539123	0.01654057	0.02426208	0.04832396
2.20	0.0302738	0.05380224	0.0249107	0.01612181	0.02384475	0.04926463
2.22	0.02970744	0.05473028	0.02416626	0.01588359	0.02320479	0.05006269
2.24	0.02913609	0.05550112	0.02320367	0.01594557	0.02235973	0.05070143
2.26	0.02856351	0.05610938	0.02206728	0.01580133	0.02133303	0.05115505
2.28	0.02789755	0.05655841	0.02085454	0.01541845	0.02024383	0.05141978
2.30	0.02734139	0.05752915	0.01968573	0.01483945	0.02041835	0.05153863
2.32	0.02710693	0.05837309	0.01854638	0.01410734	0.02067747	0.05138073
2.34	0.02669602	0.05906422	0.01790122	0.01327961	0.02095107	0.05092141
2.36	0.02607431	0.05961121	0.01759399	0.01267329	0.0211999	0.05014618
2.38	0.02524791	0.06002926	0.0172788	0.01250367	0.0214208	0.04908145
2.40	0.0242581	0.06033884	0.01697554	0.01230153	0.02159235	0.04781641
2.42	0.02316555	0.06056208	0.01669276	0.01207034	0.02168563	0.04625515
2.44	0.02197492	0.0607209	0.01645607	0.01182701	0.02174709	0.0444262
2.46	0.0207422	0.06090449	0.01622905	0.0115736	0.02174139	0.04236493
2.48	0.0195213	0.06120449	0.01602029	0.01129796	0.02165372	0.04143976
2.50	0.01911162	0.06147339	0.0157896	0.01125933	0.02169286	0.04085525
2.52	0.01899388	0.06171295	0.01552691	0.01125097	0.02168593	0.03998124
2.54	0.01891203	0.06191886	0.01519093	0.01122334	0.0216103	0.0389632
2.56	0.01881764	0.0621051	0.01476891	0.0111735	0.02147227	0.03771784
2.58	0.01873323	0.06229001	0.01425882	0.01115056	0.02130785	0.0364789
2.60	0.01867819	0.06240652	0.01368695	0.01122171	0.02109918	0.03551284
2.62	0.01866779	0.06244077	0.01302222	0.0112629	0.02084383	0.03521142
2.64	0.01871182	0.06238053	0.0122735	0.01127778	0.0205473	0.03469083
2.66	0.01881458	0.06221631	0.01218094	0.01126993	0.02021478	0.03401366
2.68	0.01897452	0.06194179	0.01217176	0.01124302	0.01985117	0.03312457
2.70	0.01918512	0.06155433	0.01223833	0.01120031	0.01946106	0.03204975
2.72	0.01943578	0.0610842	0.01224261	0.01114465	0.01908298	0.03085708
2.74	0.01971274	0.06055515	0.01235739	0.0110791	0.0188946	0.02956616
2.76	0.02000041	0.0599369	0.01248349	0.01101947	0.01852436	0.02816269
2.78	0.02028257	0.05951641	0.01258145	0.01095209	0.01800785	0.02667482
2.80	0.02054373	0.0589998	0.01263201	0.01087808	0.01773303	0.0251421
2.82	0.02076962	0.05946922	0.01263405	0.01079806	0.01745036	0.02487441
2.84	0.02094842	0.05983578	0.01258797	0.01071203	0.01714832	0.02477482
2.86	0.02107095	0.0600055	0.0124945	0.01061957	0.01682997	0.02467197
2.88	0.02113129	0.05998379	0.01236177	0.01052895	0.01650897	0.02456463
2.90	0.02114689	0.05985464	0.01219908	0.0104476	0.01618369	0.02445148
2.92	0.02110377	0.05957594	0.0119949	0.01035708	0.01587044	0.0243315
2.94	0.02099796	0.05912457	0.0117525	0.0102686	0.01557829	0.02420408
2.96	0.02138879	0.05850989	0.0114897	0.01035953	0.01527615	0.0240686
2.98	0.02229806	0.05789348	0.01128542	0.0105371	0.01496616	0.02392477
3.00	0.02312752	0.05727044	0.01105046	0.0106685	0.01465046	0.02377268

3.02	0.02396453	0.05650489	0.01078451	0.01079256	0.01433109	0.023616
3.04	0.02471774	0.05561142	0.01049174	0.01101233	0.01400968	0.02345545
3.06	0.02536412	0.05460581	0.01026188	0.01118318	0.01399144	0.02328736
3.08	0.0259002	0.0535683	0.01001325	0.01130102	0.01420347	0.02311264
3.10	0.02636646	0.0524633	0.0097419	0.01138298	0.01445657	0.02293201
3.12	0.02698685	0.05143456	0.0094524	0.01140948	0.0146738	0.02274669
3.14	0.02764954	0.05048654	0.00914924	0.01148919	0.01485627	0.0225577
3.16	0.02823119	0.04975352	0.0088371	0.0115156	0.0150052	0.02236626
3.18	0.0287263	0.04903558	0.00852039	0.01150418	0.01512181	0.0221739
3.20	0.02913874	0.04827176	0.00820326	0.0115051	0.01520795	0.02198175
3.22	0.02947329	0.04753068	0.00789001	0.01176942	0.01526534	0.02179134
3.24	0.02973965	0.04676544	0.0075843	0.01231937	0.01529592	0.02160387
3.26	0.0299735	0.04598767	0.0072895	0.01288369	0.01530163	0.0214208
3.28	0.03014271	0.04523099	0.00700877	0.01340785	0.01528471	0.02124353
3.30	0.03025046	0.04459857	0.00674475	0.01387411	0.0152472	0.02107329
3.32	0.03045729	0.04400479	0.00663415	0.01425311	0.01520285	0.02091121
3.34	0.03061233	0.04341121	0.00665973	0.01454546	0.01514281	0.02075851
3.36	0.03070928	0.04281978	0.00670112	0.01473772	0.01506779	0.02061621
3.38	0.03074771	0.04223078	0.00673782	0.01481743	0.01504241	0.02048522
3.40	0.03072681	0.04164312	0.00678991	0.01478899	0.01506422	0.02036656
3.42	0.03068053	0.04105821	0.00693609	0.01473293	0.01507085	0.02026086
3.44	0.03057757	0.04059551	0.0070946	0.01469164	0.01506422	0.02016871
3.46	0.03046769	0.04021825	0.00723272	0.01468318	0.01506983	0.02009083
3.48	0.03049215	0.0398317	0.00734771	0.01461794	0.01507288	0.02002742
3.50	0.03044536	0.03945148	0.00744118	0.01446075	0.01506616	0.0199788
3.52	0.03032477	0.03911366	0.00751662	0.01422039	0.01506962	0.01994526
3.54	0.03013384	0.03879021	0.00757727	0.01388257	0.01507564	0.01992681
3.56	0.03009735	0.03843323	0.00763119	0.01349582	0.01507472	0.01992345
3.58	0.03025423	0.03811876	0.00768236	0.0131787	0.01506809	0.01993476
3.60	0.03026167	0.03787288	0.00774006	0.01283425	0.01505698	0.01996075
3.62	0.03016555	0.03758593	0.00778767	0.01243282	0.01504251	0.02000092
3.64	0.02991213	0.03725882	0.00783394	0.01206656	0.01502559	0.02030775
3.66	0.02964027	0.03697238	0.0078685	0.01167666	0.01500714	0.02068848
3.68	0.02937604	0.03667034	0.0079264	0.01131182	0.01498787	0.02104363
3.70	0.02913068	0.03633109	0.00798135	0.01095321	0.0149685	0.02137074
3.72	0.02874098	0.03597513	0.00806116	0.01058247	0.01494954	0.02166707
3.74	0.02842752	0.03560296	0.00812895	0.01019929	0.0149315	0.02193007
3.76	0.0280842	0.03520449	0.00817197	0.00983812	0.01491896	0.02215688
3.78	0.0277474	0.03478451	0.00822997	0.00954271	0.01490958	0.02234842
3.80	0.02749235	0.03434801	0.00844169	0.00924546	0.01490163	0.02251641
3.82	0.02724169	0.03389959	0.00862141	0.00893547	0.01489521	0.02264057
3.84	0.02690173	0.03344404	0.00876412	0.00861539	0.01489021	0.02271855
3.86	0.02647737	0.03320815	0.00886758	0.00845739	0.01488675	0.02274781
3.88	0.02599888	0.03315984	0.00911743	0.00836014	0.01488451	0.0227263
3.90	0.0255001	0.03310703	0.00941407	0.00826524	0.01488349	0.02265209
3.92	0.02499409	0.03309399	0.00968247	0.00817278	0.01488318	0.02254536
3.94	0.024421	0.03302518	0.00990754	0.00807798	0.01488349	0.02241845
3.96	0.02379735	0.03289878	0.01008481	0.00797992	0.014884	0.02280673
3.98	0.02315209	0.03273935	0.01021539	0.007879	0.0148844	0.02349898
4.00	0.02250581	0.03254954	0.01030296	0.00777727	0.0148842	0.02402548

Fuente: Norma Peruana E030 (2018).

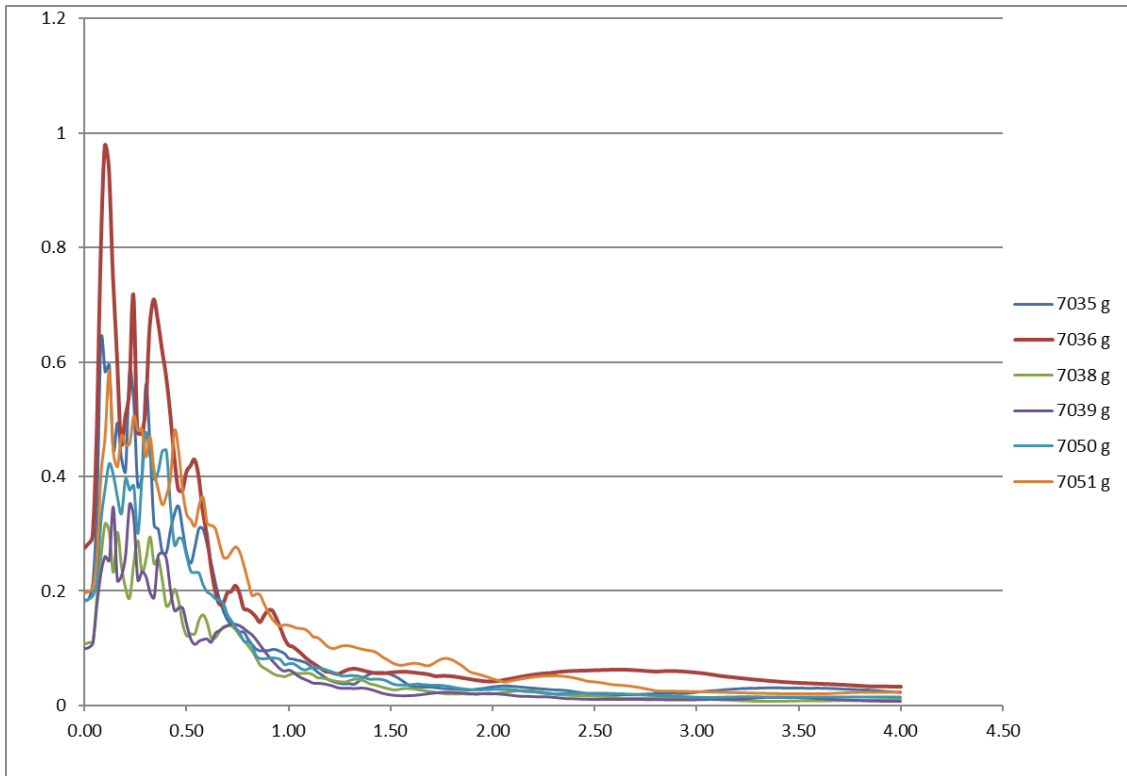
REGISTROS NORMALIZADOS AL 0.4g EN ZONA 4						
5% -0.4g	7035	7036	7038	7039	7050	7051
PERIODO	g	g	g	g	g	g
0.00	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
0.02	0.40535999	0.41159724	0.40920702	0.40877258	0.40910288	0.40498208
0.04	0.46953608	0.42805302	0.41919977	0.44018946	0.42188142	0.42013923
0.06	0.76771538	0.67592975	0.71061706	0.71317033	0.47992132	0.5359414
0.08	1.39099662	1.14358461	0.97414539	0.93327795	0.71044314	0.82604665
0.10	1.26575491	1.42183085	1.18723106	1.04557054	0.83357608	0.95861915
0.12	1.29121745	1.36853776	1.13205686	1.01697882	0.92763744	1.19228677
0.14	0.97028938	1.09707537	0.86795154	1.39013811	0.88427427	0.89878809
0.16	1.07179268	0.88688825	1.13058271	0.87581668	0.79938486	0.84909741
0.18	0.93842295	0.66792248	0.90603015	0.90905616	0.73632814	0.96014297
0.20	0.88992812	0.73217584	0.76641175	1.05033985	0.86843655	0.9279148
0.22	1.26956398	0.79785891	0.70243312	1.41137473	0.82612439	0.93085791
0.24	1.1518578	1.04506809	0.92658462	1.31909934	0.84281911	1.03007803
0.26	0.83088765	0.69437455	1.0759523	0.88100051	0.65964124	0.97951104
0.28	0.86607254	0.69132695	0.87397749	0.93786026	0.86603275	0.98407689
0.30	1.21763221	0.75055855	0.95151803	0.90427417	1.04590355	0.88518032
0.32	0.98027266	0.96344754	1.10075711	0.79263427	0.95549215	0.9559655
0.34	0.68392868	1.03284146	0.92463881	0.75834312	0.86884627	0.83260595
0.36	0.67000919	0.97835717	0.95758596	1.04927632	0.89817782	0.76973599
0.38	0.58314525	0.90642088	0.81993742	1.07228726	0.97511506	0.71437934
0.40	0.57922255	0.83946996	0.64957375	1.03040286	0.97807432	0.7465593
0.42	0.66559876	0.7464286	0.67608281	0.81098353	0.7663392	0.80961671
0.44	0.72778138	0.63413945	0.75775539	0.66689841	0.61600402	0.97862829
0.46	0.75584584	0.54984258	0.67995688	0.68467519	0.64226834	0.9052383
0.48	0.66672551	0.54553561	0.53078268	0.68440798	0.63471405	0.76277625
0.50	0.57474412	0.59377931	0.45372295	0.56636604	0.57152277	0.67983667
0.52	0.54039847	0.60953694	0.46650716	0.46609473	0.51454127	0.65989257
0.54	0.60106938	0.6251318	0.4668113	0.43007304	0.51038055	0.63877687
0.56	0.67233025	0.58201381	0.55642778	0.45272143	0.50830847	0.70902655
0.58	0.66969135	0.49436014	0.59046938	0.46341729	0.46349282	0.74154252
0.60	0.6111324	0.43354273	0.53901584	0.46781545	0.43609701	0.64798795
0.62	0.54047467	0.3537655	0.44121046	0.44553985	0.42601263	0.64090872
0.64	0.46748613	0.29336066	0.44040641	0.50718281	0.41008125	0.62907289
0.66	0.402982	0.25861781	0.47953139	0.52658537	0.40418083	0.57645945
0.68	0.35729642	0.25888379	0.51241557	0.54623386	0.39075339	0.52724983
0.70	0.32463636	0.28578065	0.51789582	0.56230425	0.3481093	0.52616801
0.72	0.30715942	0.28996154	0.51698493	0.57318097	0.32388555	0.54832874
0.74	0.29312675	0.30482305	0.49199237	0.57025801	0.29752668	0.56401247
0.76	0.27921967	0.28521245	0.4546369	0.56001964	0.27884213	0.54600779
0.78	0.27838131	0.24682335	0.42127724	0.5414932	0.24725566	0.4986391
0.80	0.25271255	0.24344086	0.39109139	0.51801657	0.2446974	0.44295267
0.82	0.2316115	0.23648058	0.35411028	0.49672716	0.22991115	0.39173484
0.84	0.21445019	0.22531061	0.30882198	0.46363662	0.19178497	0.39630048
0.86	0.20724293	0.21164001	0.26204274	0.42513269	0.18081833	0.39235223
0.88	0.20816413	0.22836935	0.24234383	0.38565442	0.17972551	0.35972175
0.90	0.20807265	0.24122121	0.2267468	0.34859376	0.1814784	0.33163094
0.92	0.21249792	0.2418405	0.20917153	0.31478547	0.18361017	0.30623471
0.94	0.21160419	0.22223405	0.19614081	0.28345043	0.18156915	0.28981142
0.96	0.20450125	0.19746076	0.19190307	0.2558179	0.17618508	0.28232822
0.98	0.19688488	0.17087666	0.18651021	0.24273719	0.15679575	0.28635815
1.00	0.1790788	0.15365753	0.19773631	0.25032512	0.16080156	0.28461073

1.02	0.17640866	0.14949462	0.20623164	0.23832184	0.16121308	0.28026723
1.04	0.17237211	0.14212713	0.20720053	0.21454691	0.15317508	0.2748656
1.06	0.16869749	0.13315631	0.20694371	0.19717483	0.14179603	0.2735658
1.08	0.16384783	0.12299354	0.20873116	0.18472184	0.13676066	0.27040096
1.10	0.15411529	0.1142743	0.20780042	0.17236583	0.14221045	0.26028386
1.12	0.14139233	0.10742957	0.19891128	0.15865903	0.1459192	0.24387199
1.14	0.12732266	0.10050598	0.1798859	0.15823141	0.14463951	0.24153608
1.16	0.11720184	0.0936761	0.1785499	0.15629095	0.14174797	0.23038932
1.18	0.10576377	0.08656033	0.17383934	0.15222384	0.13847376	0.21629009
1.20	0.09608195	0.08567016	0.16648579	0.14573299	0.13276289	0.20527716
1.22	0.08980719	0.08231172	0.15939973	0.13714578	0.12627974	0.20197912
1.24	0.0859753	0.0797554	0.15466857	0.12696225	0.1201862	0.20651691
1.26	0.08279373	0.08359709	0.152419	0.12203867	0.11347013	0.21109398
1.28	0.08234144	0.08876305	0.15183553	0.12279038	0.1137026	0.21276388
1.30	0.08279794	0.09247405	0.16185156	0.12318322	0.11517698	0.21122053
1.32	0.08041841	0.09361283	0.17027705	0.12067765	0.11476748	0.20779926
1.34	0.0901206	0.09225722	0.17082618	0.1231112	0.11312232	0.20335124
1.36	0.10207276	0.08959947	0.16409044	0.12487202	0.10967354	0.199526
1.38	0.11251852	0.0868627	0.15225987	0.12185575	0.10513976	0.19658559
1.40	0.11995548	0.0844439	0.13915779	0.1156399	0.10080447	0.19455785
1.42	0.12405072	0.08263815	0.13413165	0.10699949	0.10195183	0.19123279
1.44	0.12578393	0.08172377	0.12580805	0.09722476	0.10154702	0.18322199
1.46	0.12524326	0.08177352	0.11733524	0.08756992	0.09982654	0.17167666
1.48	0.12255651	0.0825887	0.10981492	0.0815689	0.09518413	0.16390898
1.50	0.11812326	0.08375169	0.10424156	0.07687448	0.08657837	0.15459006
1.52	0.11137294	0.08479483	0.09946804	0.07349974	0.08082794	0.14712806
1.54	0.10259217	0.08537388	0.10372295	0.07149995	0.07888192	0.14320827
1.56	0.092408	0.08564239	0.1082946	0.07072737	0.07870265	0.14285459
1.58	0.08179766	0.08533883	0.10984163	0.07088286	0.0790641	0.14558761
1.60	0.07313007	0.08448281	0.10805152	0.07163499	0.08048371	0.14871962
1.62	0.07154837	0.08343388	0.10463309	0.07406322	0.08212059	0.14986482
1.64	0.07048696	0.08205881	0.10043999	0.07679018	0.08259916	0.1478616
1.66	0.06999524	0.08108265	0.09634421	0.07986169	0.07962425	0.1432384
1.68	0.06966742	0.07952818	0.09236367	0.08396194	0.07948611	0.14041852
1.70	0.06931281	0.07722418	0.08831254	0.08772665	0.07828287	0.14483578
1.72	0.06780464	0.07428514	0.08388704	0.0908489	0.07827639	0.15370502
1.74	0.06584196	0.07493473	0.07940775	0.0930844	0.07831573	0.1620346
1.76	0.06453602	0.07523784	0.0757676	0.09427806	0.0768988	0.16645436
1.78	0.06353375	0.07498567	0.07353101	0.09480593	0.07447466	0.16638807
1.80	0.06251797	0.07414807	0.0729689	0.09416512	0.07154803	0.16220915
1.82	0.0614178	0.07285216	0.07360275	0.09239079	0.06846739	0.1540799
1.84	0.06062285	0.07120309	0.07434879	0.09028501	0.0661074	0.14531165
1.86	0.05960529	0.06931477	0.07412211	0.08889289	0.06402123	0.13484046
1.88	0.05882784	0.06774308	0.07232475	0.0865199	0.06226968	0.12287599
1.90	0.05944559	0.06599985	0.07476092	0.0833109	0.06104521	0.11567915
1.92	0.06180807	0.06426346	0.07571074	0.08130455	0.06042179	0.11250018
1.94	0.06365823	0.06273587	0.07533257	0.08397258	0.06036256	0.10845904
1.96	0.06545745	0.06161016	0.07475634	0.08559468	0.06080246	0.10399875
1.98	0.06824741	0.06103601	0.07399122	0.0861066	0.06155462	0.09921575
2.00	0.07069672	0.06109364	0.07355848	0.08549033	0.06236558	0.0942156

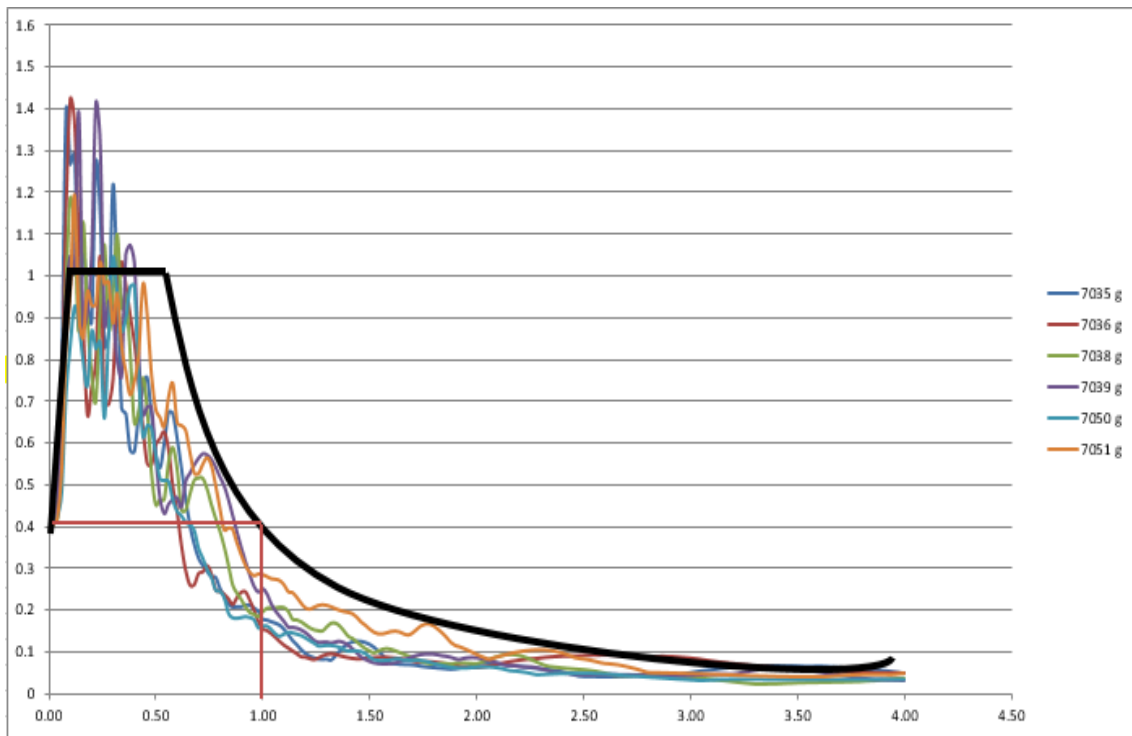
2.02	0.07271499	0.06198916	0.07666667	0.08411621	0.06301157	0.08978025
2.04	0.0738094	0.06345006	0.08010799	0.08183448	0.06328673	0.0854914
2.06	0.07416313	0.06525269	0.08376646	0.07916685	0.06306968	0.08246974
2.08	0.07376953	0.06723784	0.08750735	0.07606097	0.06241296	0.0854274
2.10	0.07270259	0.06926071	0.09097081	0.07273698	0.06103895	0.08843452
2.12	0.07121612	0.07120665	0.0937241	0.06932051	0.05893043	0.09129534
2.14	0.06965746	0.07308948	0.09548941	0.06696798	0.05612272	0.09390825
2.16	0.06830633	0.07504047	0.09585041	0.06691233	0.05377659	0.09631835
2.18	0.06701611	0.07681369	0.09505362	0.06639918	0.05320168	0.09851068
2.20	0.06578127	0.0783842	0.09325472	0.06471816	0.05228656	0.10042828
2.22	0.06455064	0.07973624	0.09046785	0.06376184	0.05088326	0.10205517
2.24	0.06330915	0.08085929	0.08686434	0.06401064	0.04903023	0.10335727
2.26	0.06206501	0.08174545	0.08261019	0.06343161	0.04677888	0.10428199
2.28	0.06061797	0.08239964	0.07807022	0.06189463	0.0443905	0.10482165
2.30	0.05940949	0.08381392	0.07369471	0.05957033	0.04477318	0.10506395
2.32	0.05890005	0.08504344	0.0694295	0.05663141	0.04534138	0.10474206
2.34	0.0580072	0.08605035	0.06701431	0.05330864	0.04594132	0.1038057
2.36	0.05665629	0.08684726	0.06586415	0.05087468	0.04648695	0.10222536
2.38	0.05486062	0.0874563	0.06468422	0.05019376	0.04697133	0.10005486
2.40	0.0527099	0.08790733	0.06354894	0.0493823	0.04734753	0.09747602
2.42	0.0503359	0.08823257	0.06249036	0.04845422	0.04755205	0.09429331
2.44	0.04774882	0.08846395	0.06160427	0.04747744	0.04768684	0.09056491
2.46	0.04507027	0.08873142	0.06075444	0.04646015	0.04767432	0.08636293
2.48	0.04241741	0.08916849	0.05997291	0.04535366	0.04748209	0.08447691
2.50	0.04152722	0.08956026	0.05910933	0.04519857	0.04756792	0.08328537
2.52	0.04127139	0.08990926	0.05812593	0.04516501	0.04755272	0.08150366
2.54	0.04109353	0.09020925	0.05686815	0.04505412	0.04738687	0.07942833
2.56	0.04088842	0.09048058	0.0552883	0.04485402	0.04708421	0.0768896
2.58	0.04070502	0.09074998	0.05337874	0.04476194	0.04672367	0.07436397
2.60	0.04058541	0.09091973	0.05123793	0.04504757	0.04626611	0.07239462
2.62	0.04056282	0.09096963	0.04874948	0.04521289	0.04570617	0.07178014
2.64	0.04065851	0.09088186	0.04594658	0.04527263	0.04505594	0.07071889
2.66	0.04088178	0.09064261	0.04560008	0.04524113	0.0443268	0.06933846
2.68	0.0412293	0.09024267	0.04556573	0.04513309	0.04352948	0.067526
2.70	0.04168692	0.08967818	0.04581492	0.04496164	0.04267404	0.06533493
2.72	0.04223157	0.08899324	0.04583095	0.04473821	0.04184498	0.06290363
2.74	0.04283338	0.08822247	0.04626064	0.04447509	0.04143191	0.06027201
2.76	0.04345844	0.08732175	0.04673268	0.0442357	0.04062006	0.05741098
2.78	0.04407154	0.08670914	0.04709941	0.04396522	0.03948745	0.05437789
2.80	0.04463902	0.08595649	0.04728869	0.04366813	0.03888483	0.05125336
2.82	0.04512985	0.08664038	0.04729632	0.04334691	0.03826499	0.05070767
2.84	0.04551836	0.08717443	0.04712383	0.04300153	0.03760268	0.05050465
2.86	0.04578459	0.0874217	0.0467739	0.04263038	0.03690461	0.05029498
2.88	0.04591572	0.08739006	0.04627705	0.0422666	0.03620073	0.05007616
2.90	0.04594961	0.0872019	0.045668	0.04194005	0.03548745	0.0498455
2.92	0.04585592	0.08679587	0.04490364	0.04157668	0.03480056	0.04960091
2.94	0.045626	0.08613826	0.04399618	0.04122148	0.03415993	0.04934116
2.96	0.04647522	0.08524274	0.0430124	0.0415865	0.0334974	0.04906499
2.98	0.04845097	0.08434469	0.04224766	0.04229934	0.03281766	0.04877178
3.00	0.05025328	0.08343699	0.04136806	0.0428268	0.0321254	0.04846174

3.02	0.05207199	0.08232168	0.04037245	0.04332481	0.03142509	0.04814235
3.04	0.05370862	0.08101997	0.03927647	0.04420706	0.03072031	0.04781506
3.06	0.05511313	0.07955491	0.03841595	0.04489289	0.0306803	0.04747239
3.08	0.05627798	0.07804337	0.03748521	0.04536593	0.03114524	0.04711621
3.10	0.0572911	0.0764335	0.03646938	0.04569494	0.03170025	0.04674799
3.12	0.05863913	0.07493473	0.03538561	0.04580133	0.03217659	0.0463702
3.14	0.06007907	0.07355358	0.03425072	0.04612133	0.0325767	0.04598493
3.16	0.06134293	0.07248563	0.03308224	0.04622731	0.03290327	0.04559468
3.18	0.06241874	0.07143967	0.03189658	0.04618148	0.03315898	0.04520256
3.20	0.06331491	0.07032687	0.03070941	0.04618517	0.03334786	0.04481085
3.22	0.06404186	0.0692472	0.02953673	0.04724624	0.03347371	0.04442267
3.24	0.06462063	0.06813232	0.02839229	0.04945391	0.03354077	0.04404052
3.26	0.06512874	0.06699918	0.02728869	0.05171928	0.03355328	0.04366731
3.28	0.06549643	0.06589678	0.02623774	0.05382343	0.03351618	0.04330594
3.30	0.06573055	0.06497542	0.02524938	0.05569514	0.03343392	0.04295891
3.32	0.06617997	0.06411034	0.02483534	0.05721657	0.03333669	0.0426285
3.34	0.06651686	0.06324556	0.02493112	0.05839018	0.03320503	0.04231721
3.36	0.0667275	0.0623839	0.02508605	0.05916194	0.03304051	0.04202712
3.38	0.06681101	0.0615258	0.02522343	0.05948194	0.03298486	0.04176009
3.40	0.0667656	0.06066964	0.02541843	0.05936777	0.03303269	0.04151821
3.42	0.06666504	0.05981748	0.02596566	0.05914271	0.03304722	0.04130272
3.44	0.06644133	0.05914339	0.02655905	0.05897698	0.03303269	0.04111486
3.46	0.06620256	0.05859375	0.02707613	0.05894302	0.03304498	0.0409561
3.48	0.06625572	0.05803059	0.02750658	0.05868113	0.03305169	0.04082685
3.50	0.06615405	0.05747665	0.02785652	0.05805013	0.03303694	0.04072773
3.52	0.06589202	0.05698448	0.0281389	0.05708522	0.03304454	0.04065936
3.54	0.06547716	0.05651325	0.02836596	0.0557291	0.03305773	0.04062175
3.56	0.06539786	0.05599317	0.02856783	0.05417657	0.03305571	0.04061489
3.58	0.06573875	0.05553501	0.0287594	0.05290353	0.03304118	0.04063796
3.60	0.06575491	0.0551768	0.02897539	0.05152082	0.03301682	0.04069094
3.62	0.06554604	0.05475874	0.0291536	0.04990936	0.03298508	0.04077282
3.64	0.0649954	0.05428217	0.02932685	0.04843908	0.03294797	0.04139831
3.66	0.06440467	0.05386485	0.02945621	0.04687386	0.03290752	0.04217445
3.68	0.06383056	0.05342482	0.02967296	0.04540931	0.03286527	0.04289844
3.70	0.06329741	0.05293057	0.02987865	0.04396972	0.0328228	0.04356528
3.72	0.06245063	0.05241197	0.03017745	0.04248143	0.03278122	0.04416936
3.74	0.06176953	0.05186976	0.03043122	0.04094322	0.03274166	0.04470549
3.76	0.06102353	0.05128923	0.03059225	0.0394934	0.03271417	0.04516785
3.78	0.06029171	0.05067736	0.03080939	0.03830752	0.0326936	0.04555831
3.80	0.05973753	0.05004143	0.03160198	0.03711427	0.03267617	0.04590077
3.82	0.05919287	0.04938813	0.03227476	0.03586987	0.03266208	0.04615388
3.84	0.05845418	0.04872444	0.03280901	0.03458496	0.03265113	0.04631285
3.86	0.05753209	0.04838078	0.03319634	0.03395069	0.03264353	0.04637249
3.88	0.05649239	0.04831039	0.03413165	0.03356031	0.03263861	0.04632864
3.90	0.05540861	0.04823346	0.03524213	0.03317934	0.03263638	0.04617736
3.92	0.0543091	0.04821445	0.0362469	0.03280818	0.03263571	0.04595979
3.94	0.05306385	0.04811421	0.03708949	0.03242762	0.03263638	0.04570108
3.96	0.05170873	0.04793005	0.0377531	0.03203396	0.0326375	0.0464926
3.98	0.05030666	0.04769778	0.03824194	0.03162885	0.03263839	0.04790379
4.00	0.04890238	0.04742125	0.03856974	0.03122046	0.03263794	0.04897709

Fuente: Elaboración propia.



Registros normalizados de la norma peruana E0.30. Fuente: Norma Peruana E030 (2018).



Registros normalizados al 0.4g en zona 4. Fuente: Elaboración propia.

Anexo 07: Longitud y carga máxima del Puente Chamán.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 08: El Puente Chamán presenta dos carriles de 4.75 m de ancho.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 09: Reparación de junta de dilatación.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 10: Fisuras en la barrera de concreto armado.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 11: Estribo cantiléver.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 12: El Puente Chamán es continuo con dos tramos.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 13: Pilar con viga cabezal de sección variable.



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 14: Vigas T de sección variable con vigas de diafragma.

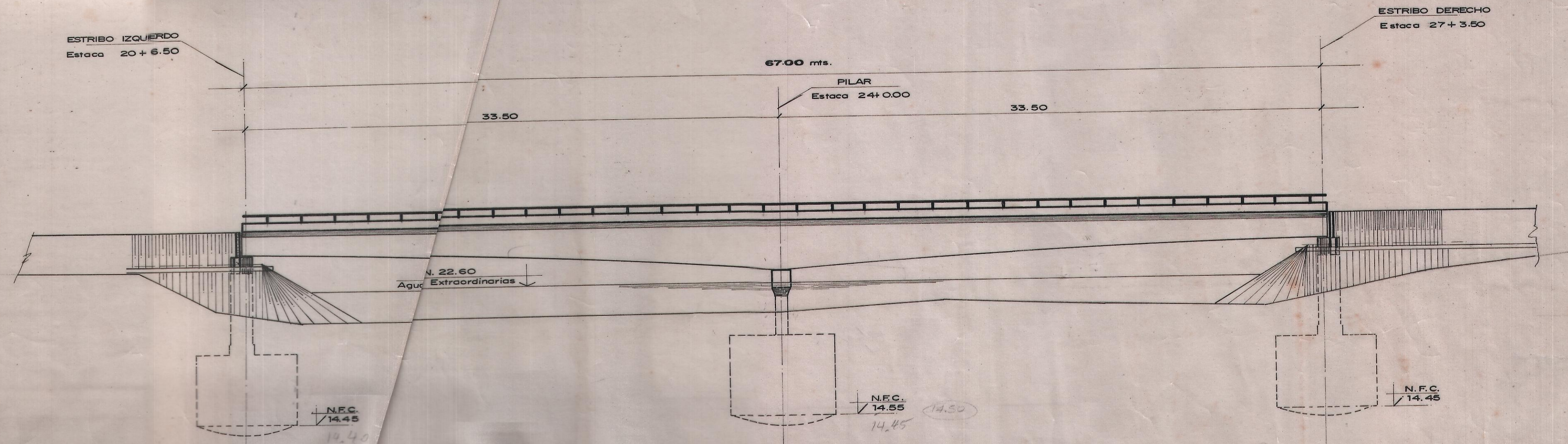


Fuente: Elaboración propia.

Anexo 15: Planos

ELEVACION

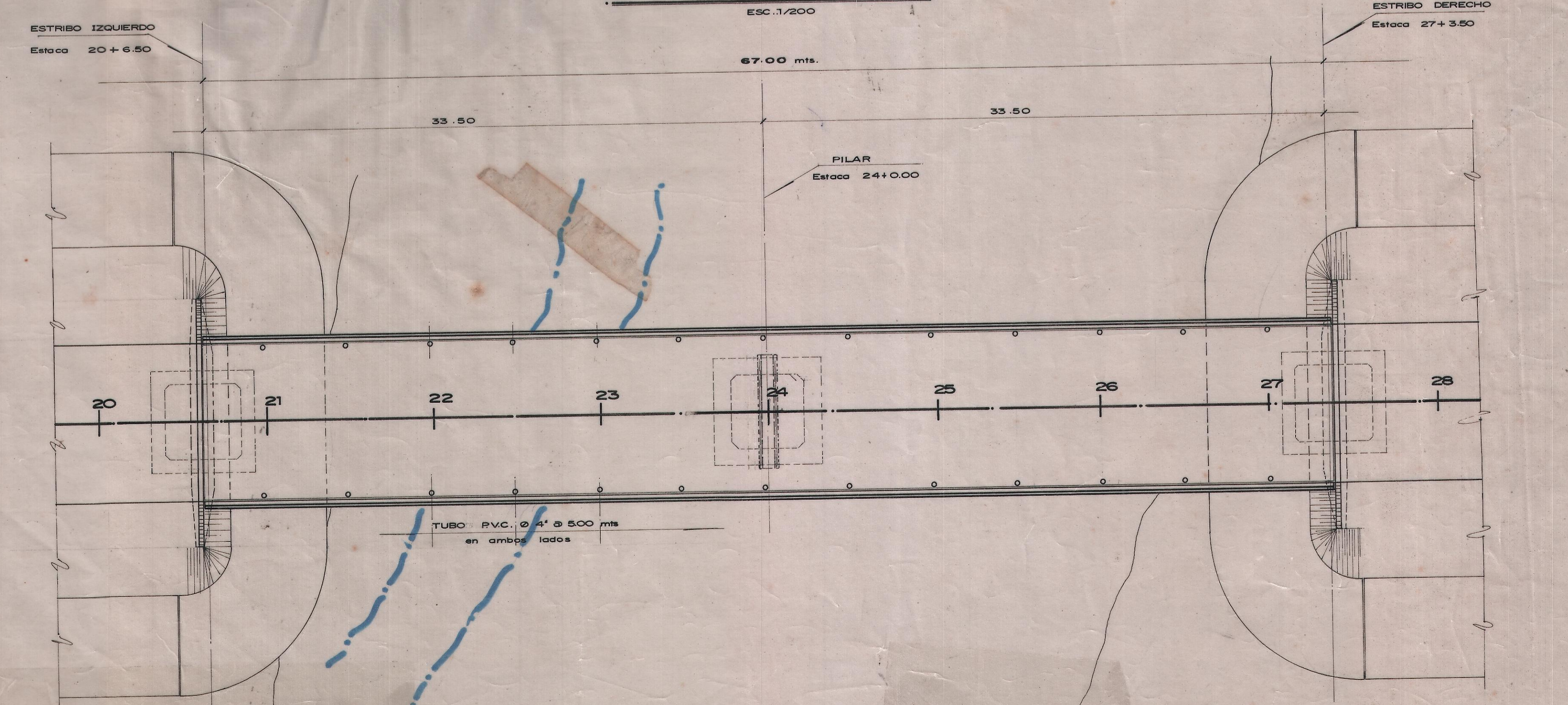
ESC. 1/200



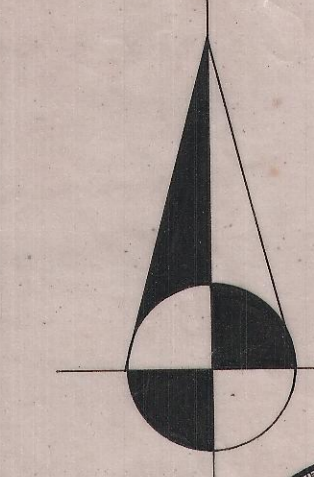
COTA RAZANTE	COTA RAZANTE MODIFICADA 26.60 (Horizontal)										
COTA TERRENO	23.97	23.95	20.65	20.67	20.75	20.84	21.05	21.30	20.87	22.84	24.01
ESTACADO	720	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28

PLANTA

ESC. 1/200



NM



UBICACION

ESC. 1/500

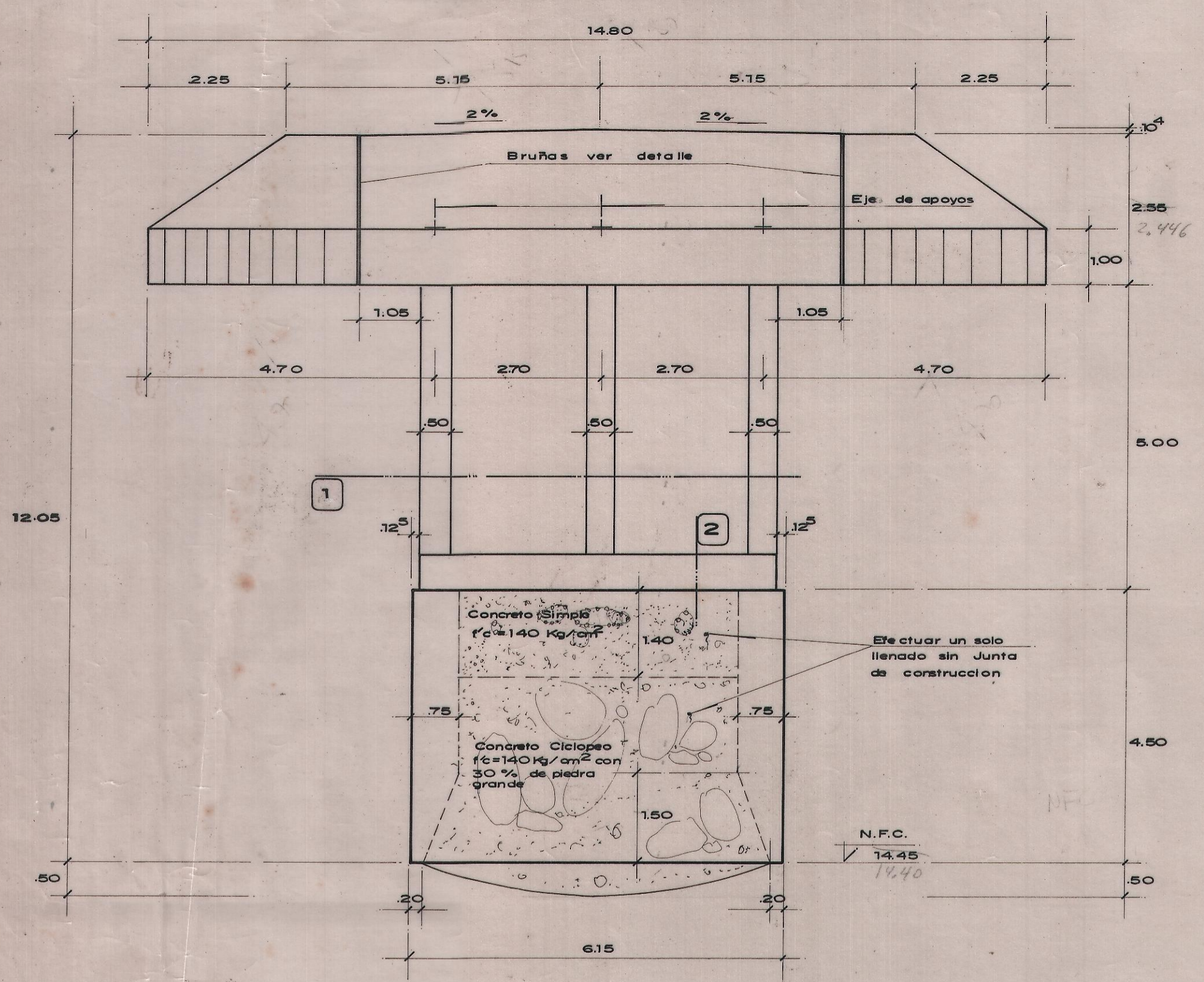


MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES				
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS				
DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE				
OBRA :	PUENTE CHAMAN			
UBICACION :	CARRETERA PANAMERICANA NORTE			
PLANO :	UBICACION - VISTA GENERAL			
ESCALA :	PROYECTO :	DISEÑO :	REVISADO :	APROBADO :
INDICADA	F BARRANTES	F BARRANTES	F BARRANTES	
FECHA :	MODIF.	MODIF.	MODIF.	
ENE-84				
DIBUJO :				
P QUISP'G.				
				Luz : 67.00 mts
				S/C : e-30
				Km : 720
				Nº: 123-84
				1-8

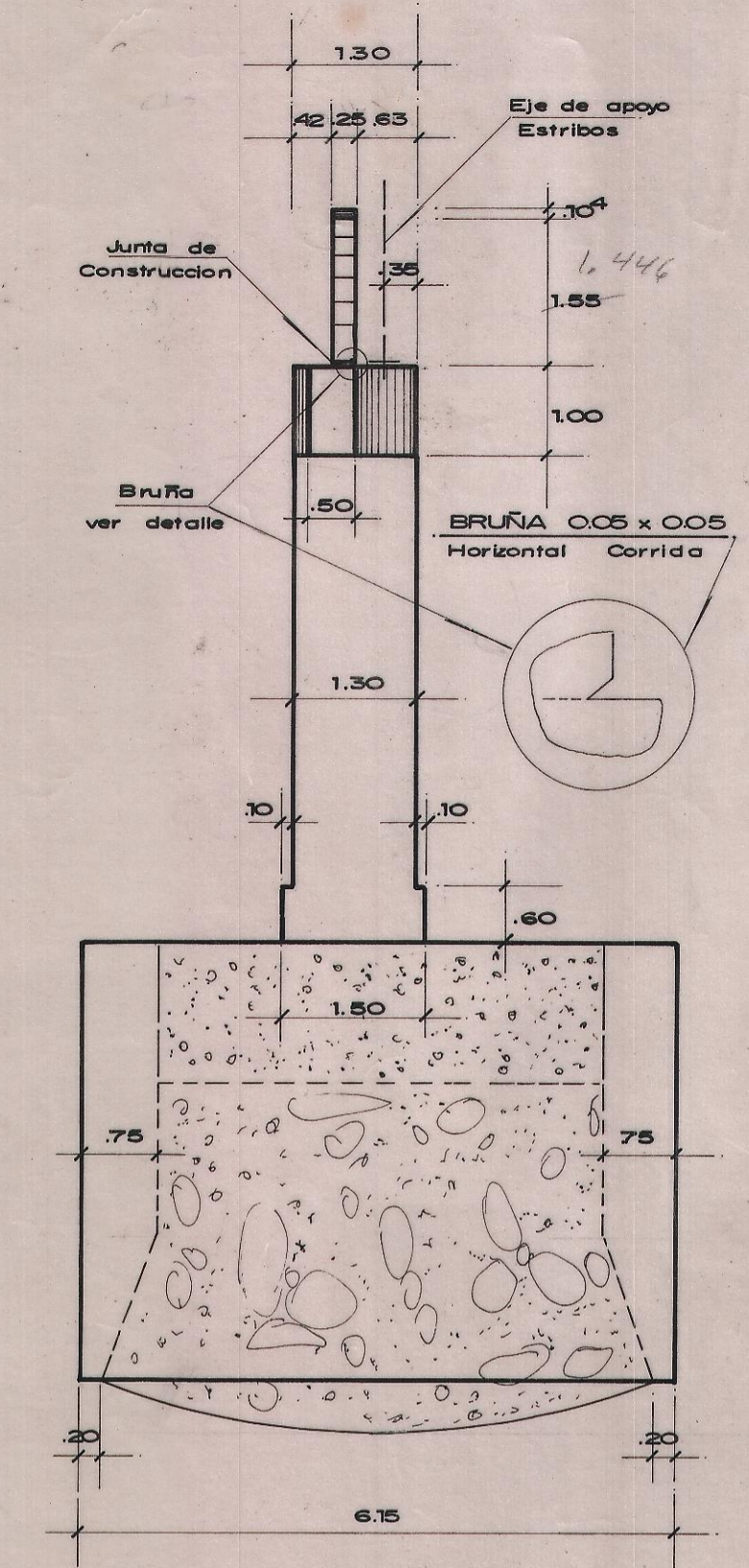
J. FRANCISCO BARRANTES BEZOLD
ING. CIVIL C.I.P.-5525

ESTRIBOS

ELEVACION FRONTAL

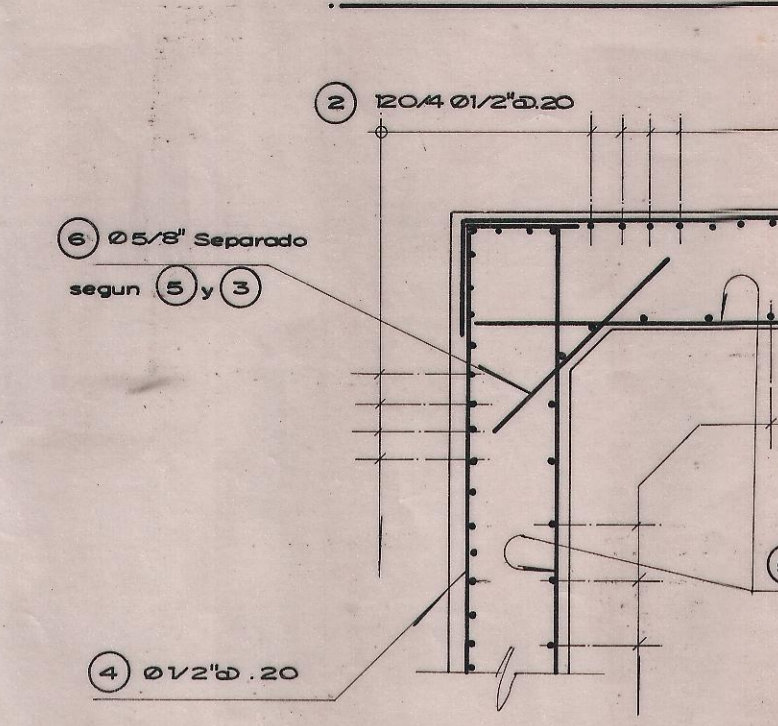


ELEVACION LATERAL

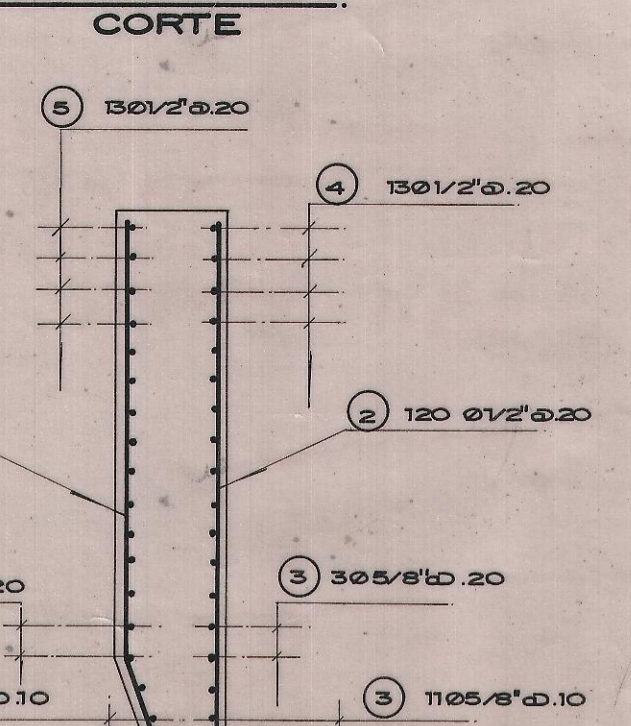


ARMADURA CAISSON

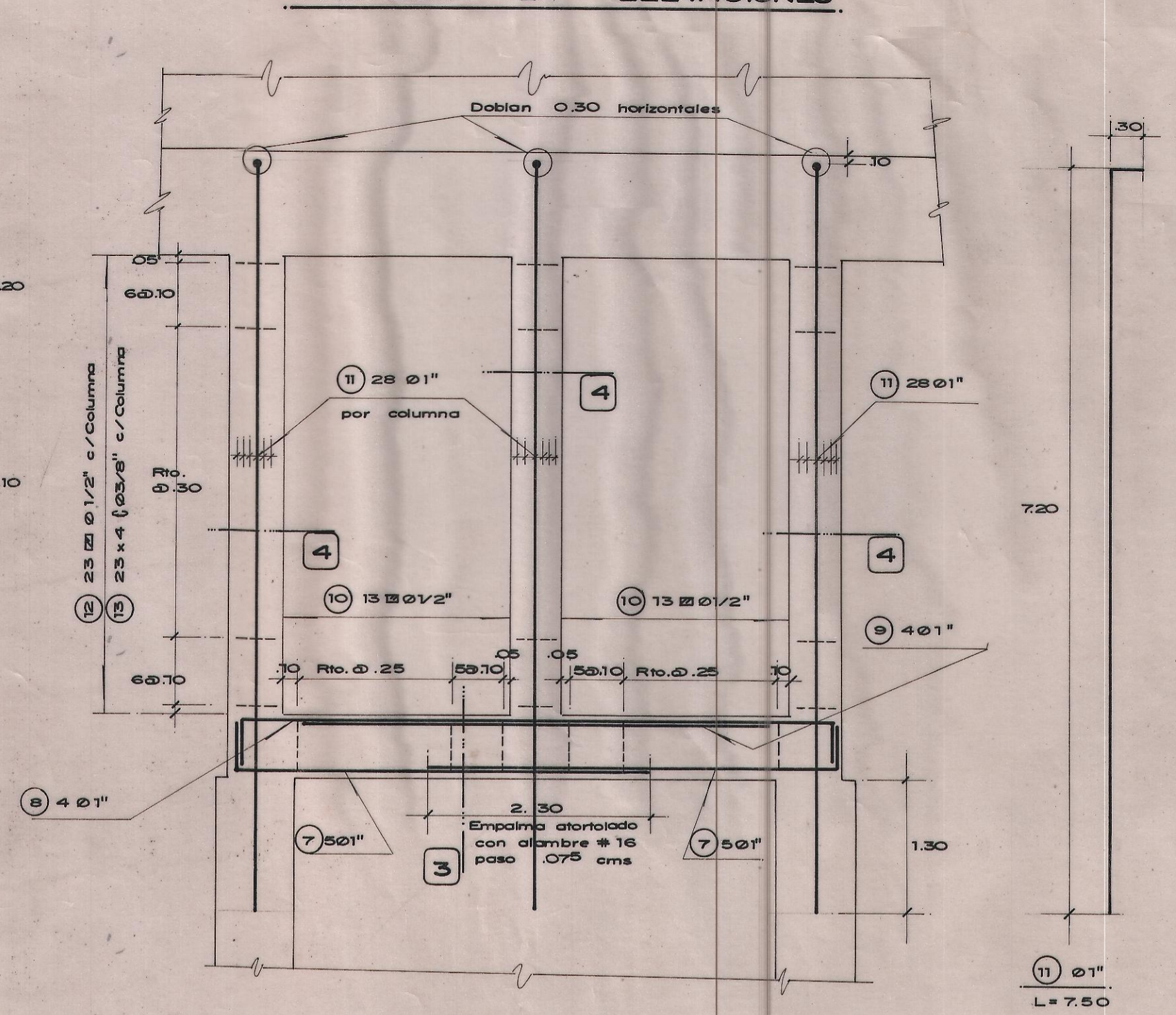
1/4 ARMADURA EN PLANTA



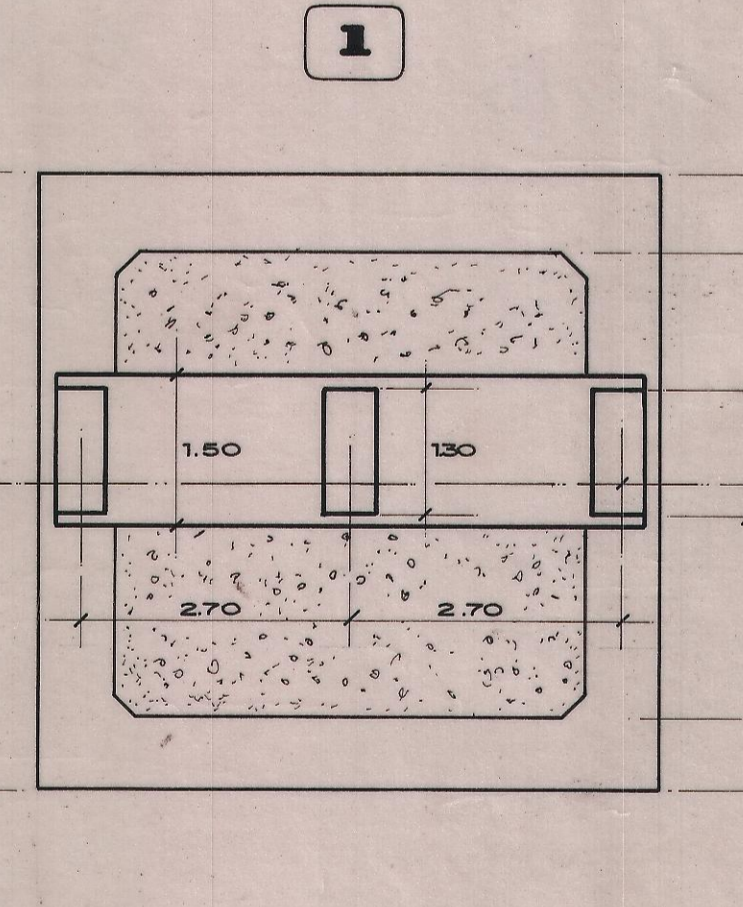
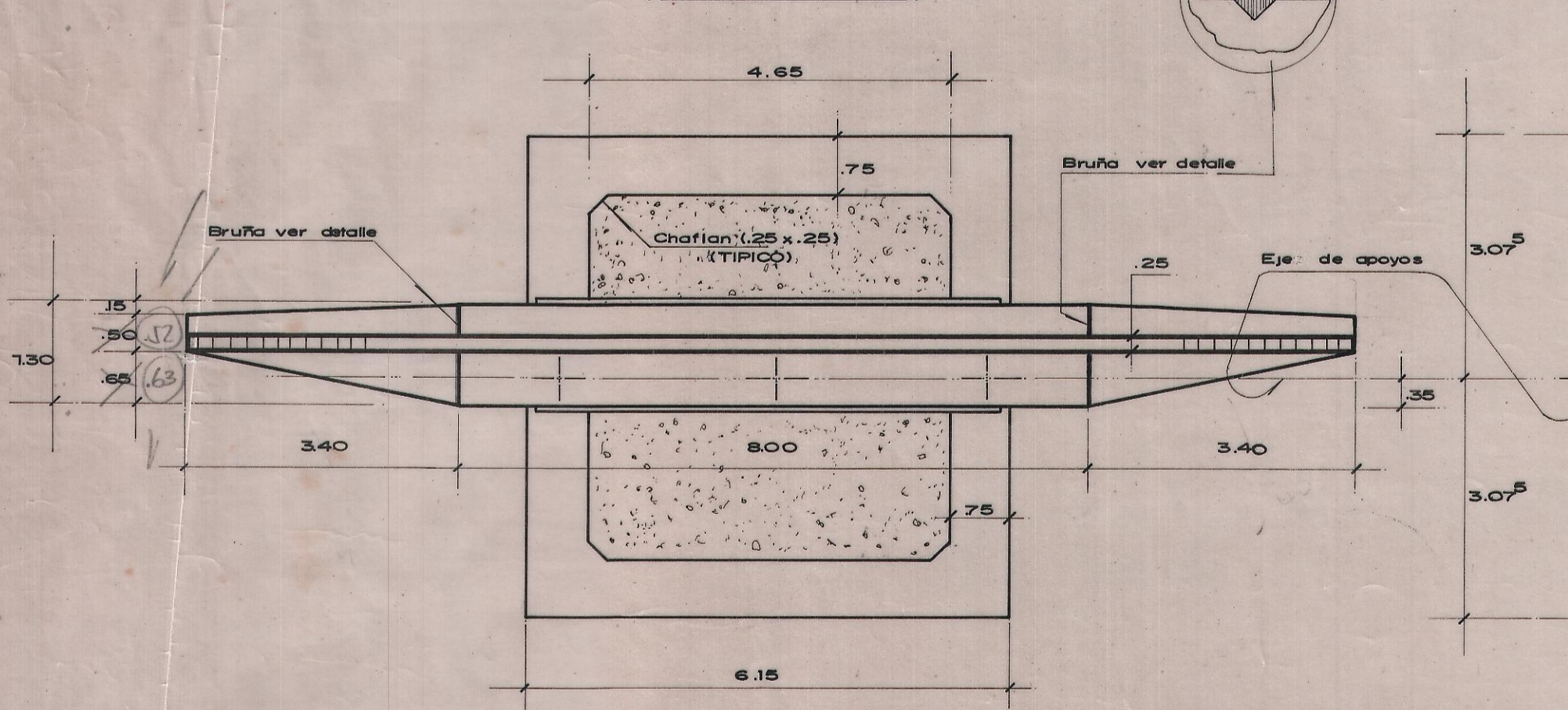
ARMADURA EN CORTE



ARMADURA EN ELEVACIONES



PLANTA



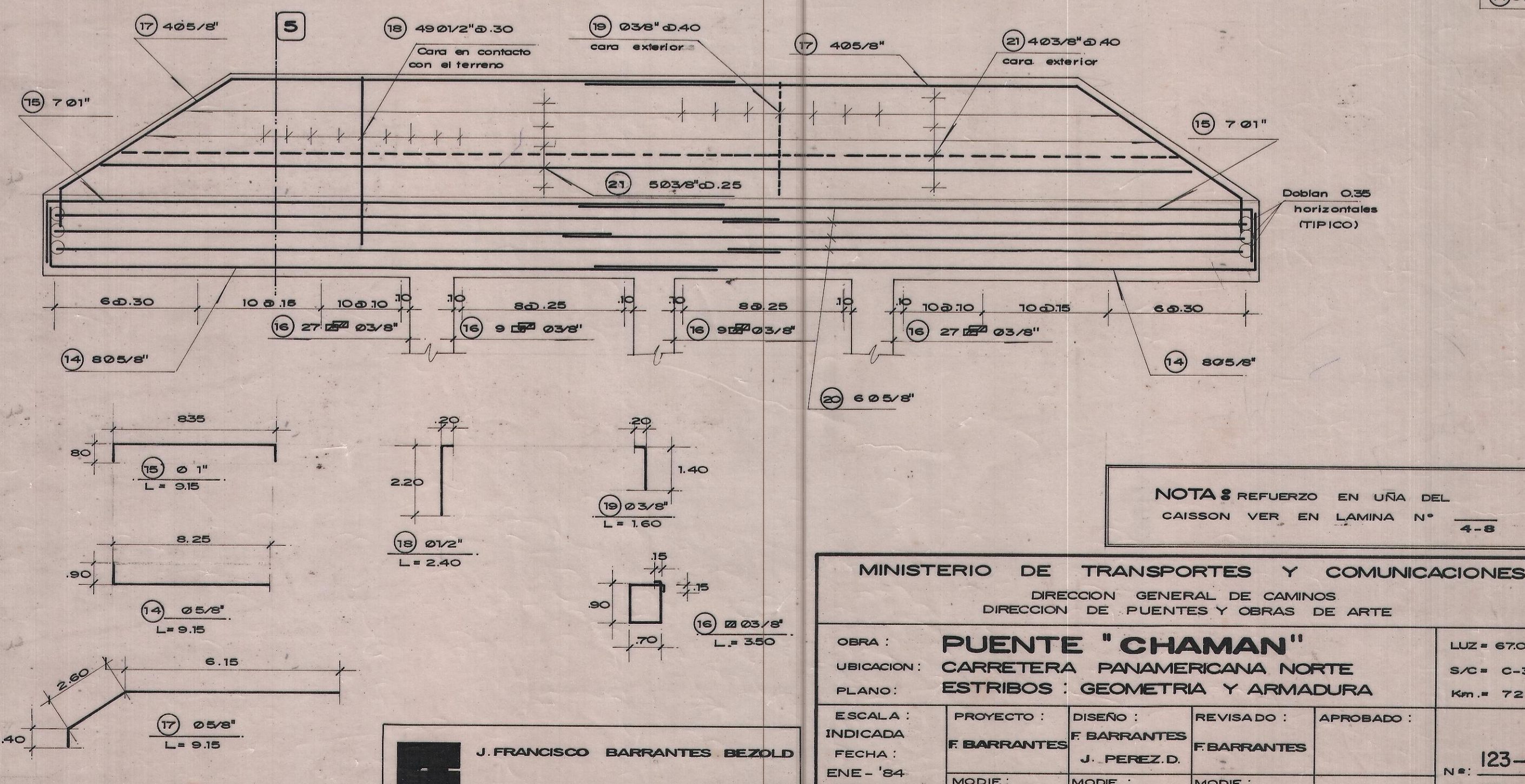
LISTA DE BARRAS (POR ESTRIBO)

TIPO	Ø	LONG. x PZAS.	Nº PZAS.	Nº BARRAS / PZA.	TOTAL
1	1/2"	4.80	48	Sob (4) y Sob (5)	—
2	1/2"	4.30	120	1/2 Barra x 9.15	60
3	5/8"	7.60	112	1 " "	112
4	1/2"	7.50	52	1 " "	52
5	1/2"	6.00	52	1 " "	52
6	5/8"	1.50	108	Sob (3)	—
7	1"	4.55	10	1/2 Barra x 9.15	5
8	1"	6.60	4	1 " "	4
9	1"	4.50	4	1/2 " "	2
10	1/2"	4.15	26	1/2 " "	13
11	1"	7.50	84	1 " "	84
12	1/2"	3.70	69	1/2 " "	35
13	3/8"	0.62	276	1/4 Barra + Sob (16)	5
14	5/8"	9.15	16	1 Barra x 9.15	16
15	1"	9.15	14	1 " "	14
16	3/8"	3.50	144	1/2 " "	72
17	5/8"	9.15	8	1 " "	8
18	1/2"	2.40	49	1/3 Barra + Sob (12)	16
19	3/8"	1.60	36	1/5 Barra x 9.15	8
20	5/8"	15.80	6	2 " "	12
21	3/8"	Variable	9	1 1/2 " "	14

RESUMEN DE ARMADURA

109 Ø 1"	En barras x 9.15	=	4,029 Kg.
148 Ø 5/8"	" " " "	=	2,167 "
228 Ø 1/2"	" " " "	=	2,129 "
99 Ø 3/8"	" " " "	=	525 "
TOTAL		=	8,850 Kg.

ARMADURA EN PANTALLA SUPERIOR



METRADO Y ESPECIFICACIONES (POR ESTRIBO)

DESCRIPCION	METRADO
CONCRETO SIMPLE f'c = 140 Kg/cm²	31 m³
CONCRETO CICLOPEO f'c = 140 Kg/cm² con 30% de piedra grande	82 m³
CONCRETO f'c = 175 Kg/cm² en paredes del caisson	65 m³
CONCRETO f'c = 210 Kg/cm² en elevacion	36 m³
ENCOFRADO CAISSON	195 m²
ENCOFRADO ELEVACIONES	131 m²
URA DEL CAISSON CON ACERO A-36 O SIMILAR	14,870 Kg

NOTA: REFUERZO EN UÑA DEL CAISSON VER EN LAMINA N° 4-8

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
 DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
 DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE

OBRA: **PUENTE "CHAMAN"**
 UBICACION: CARRETERA PANAMERICANA NORTE
 PLANO: ESTRIBOS: GEOMETRIA Y ARMADURA

ESCALA: INDICADA
 FECHA: ENE - '84
 DIBUJO: PQUISP'G.

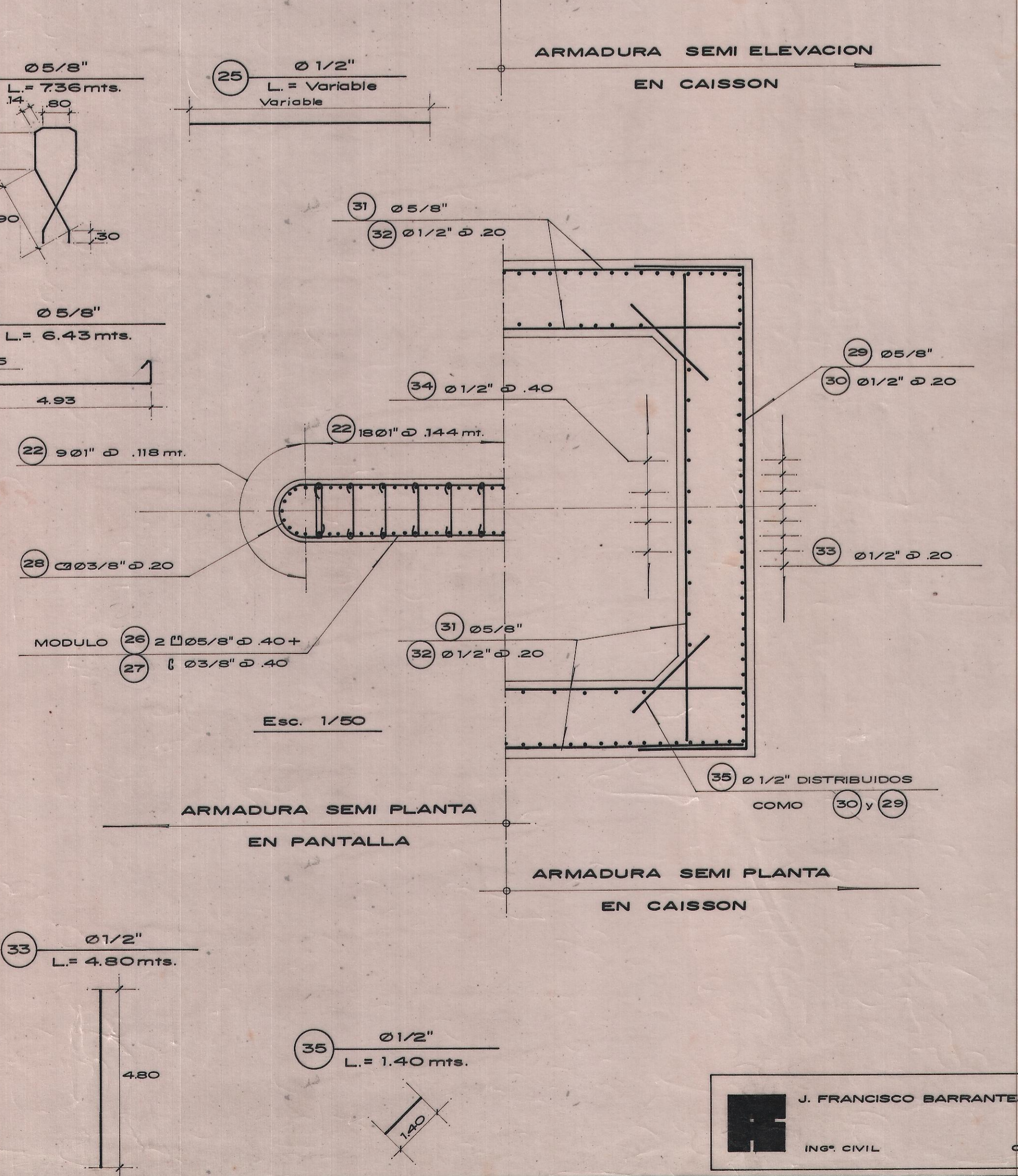
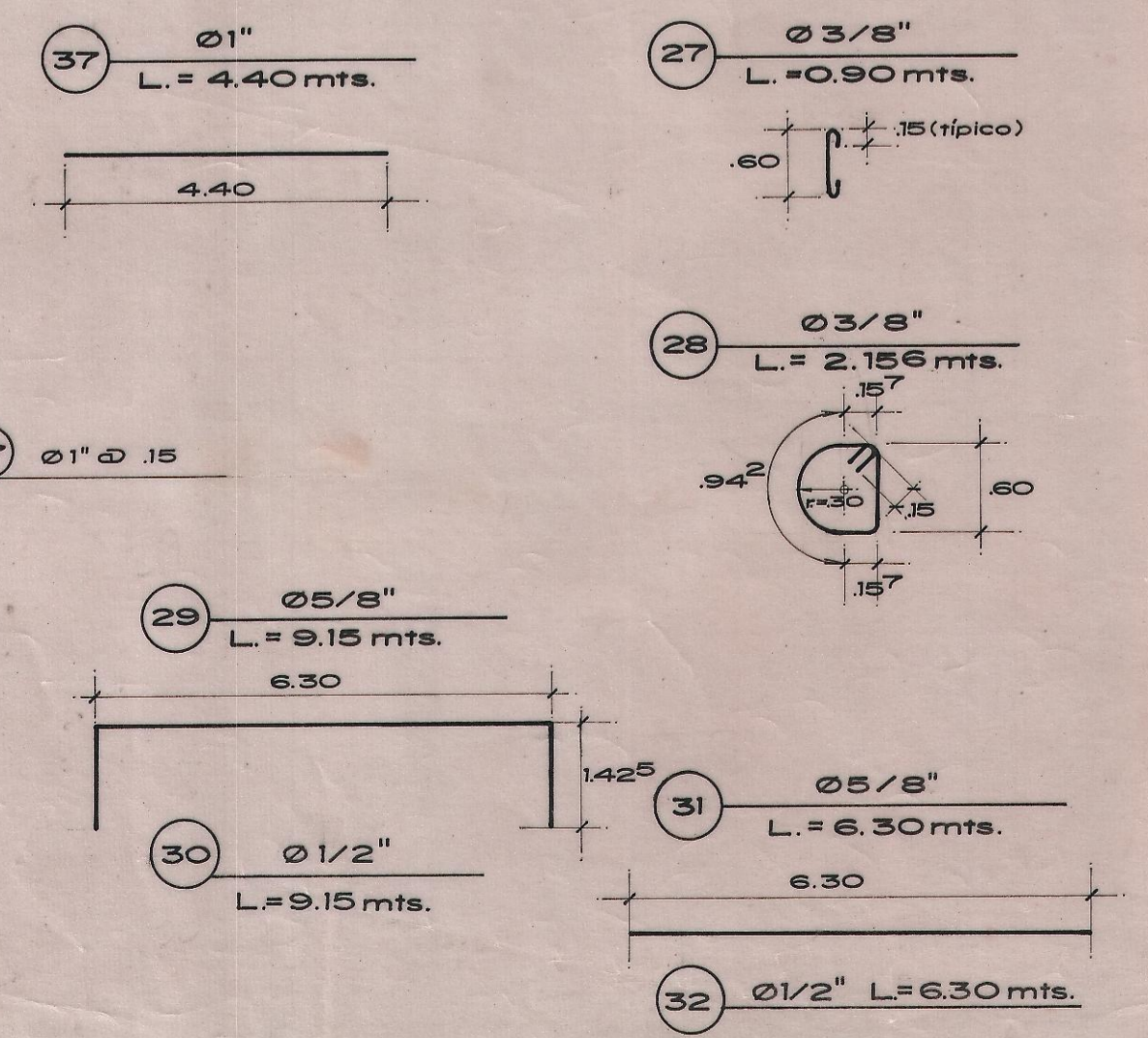
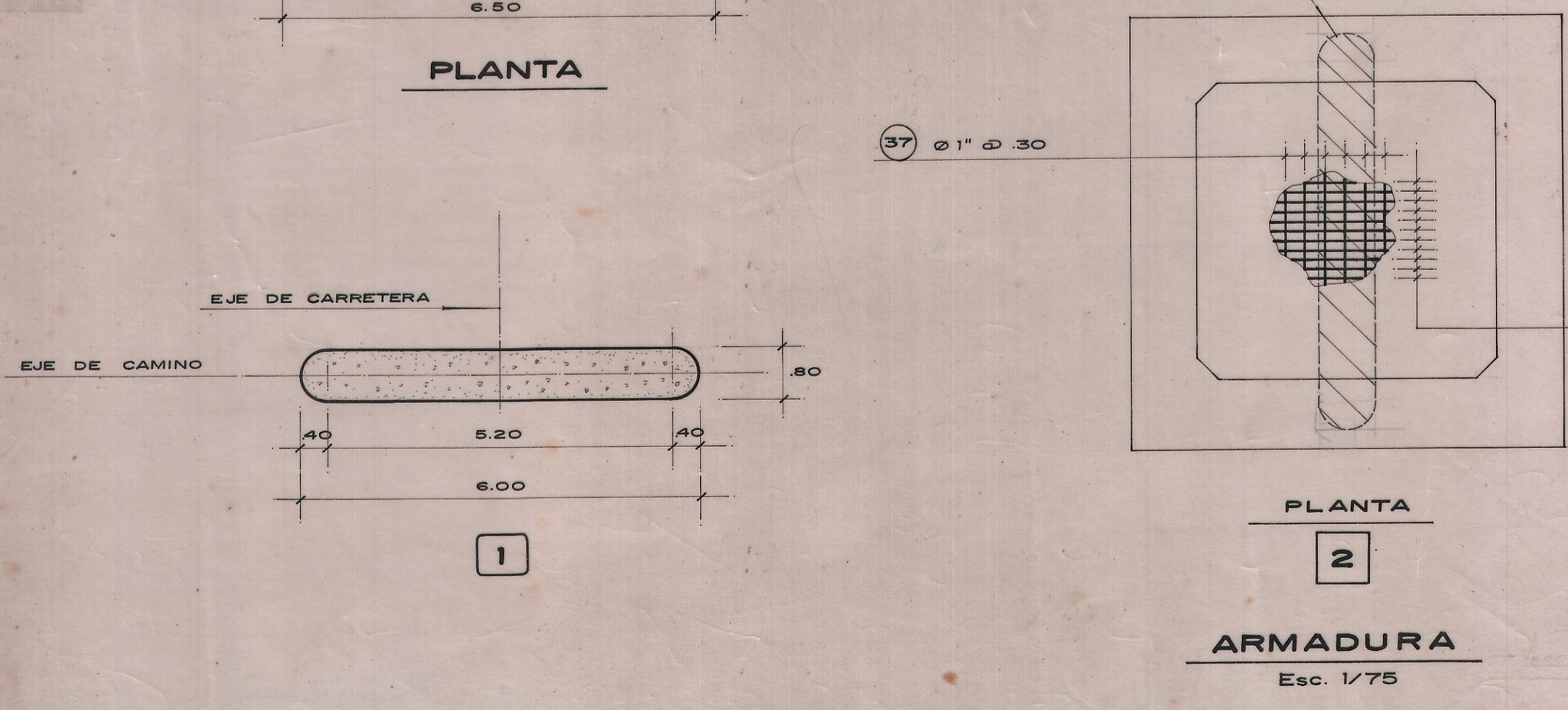
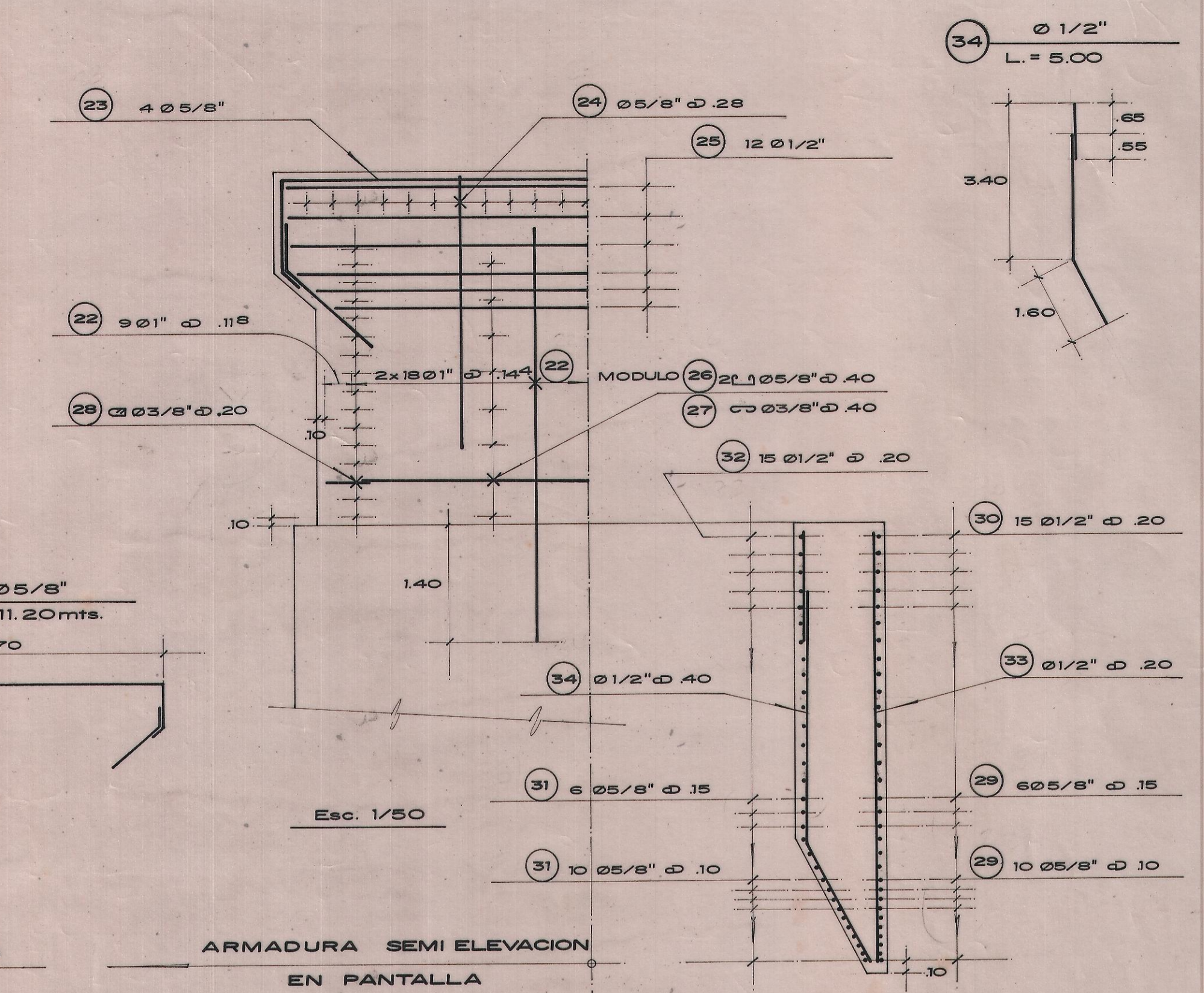
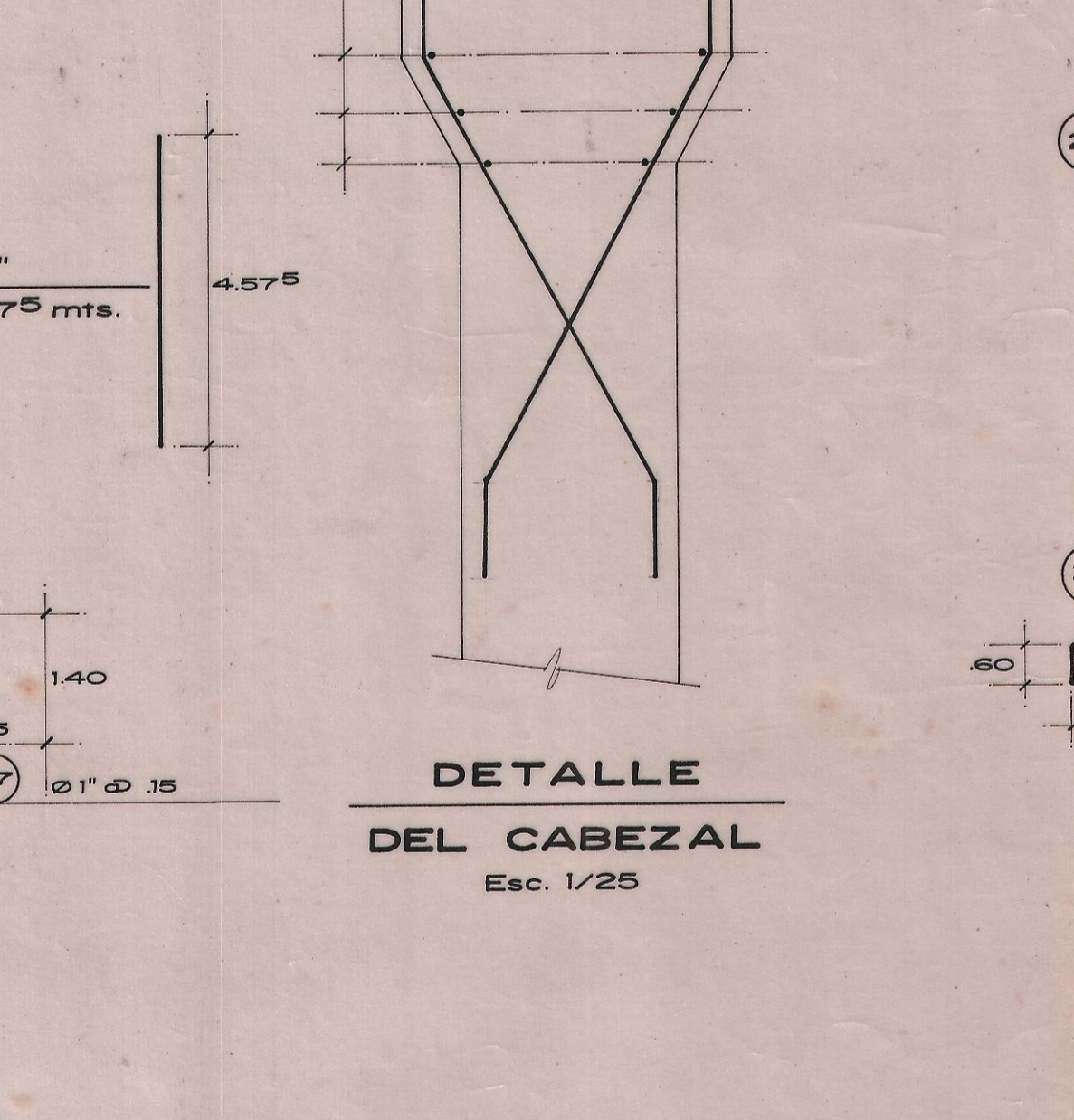
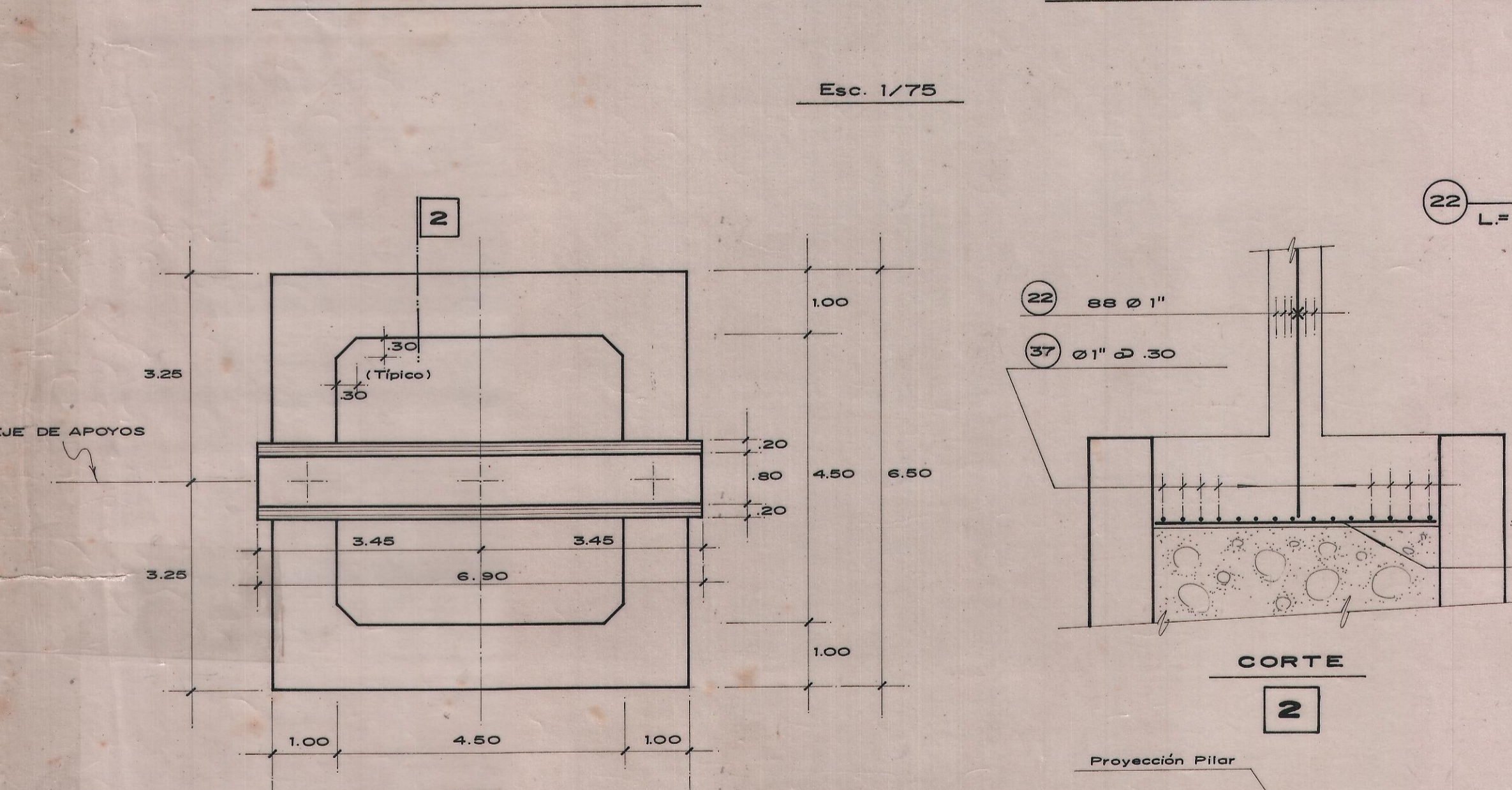
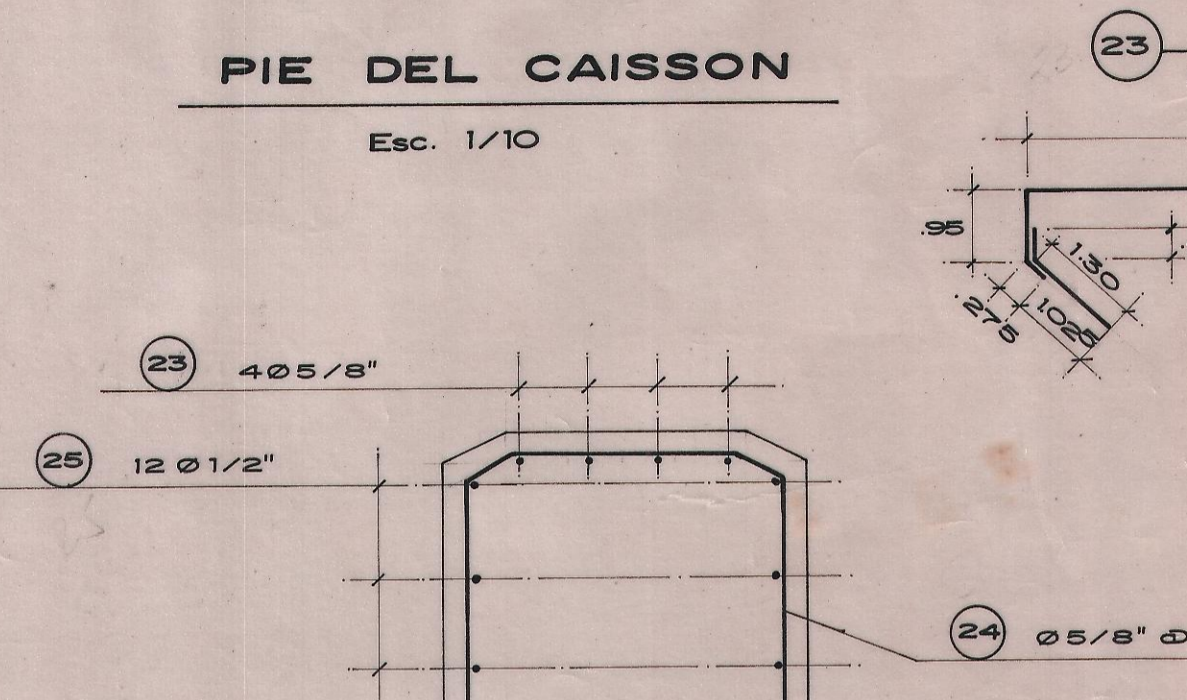
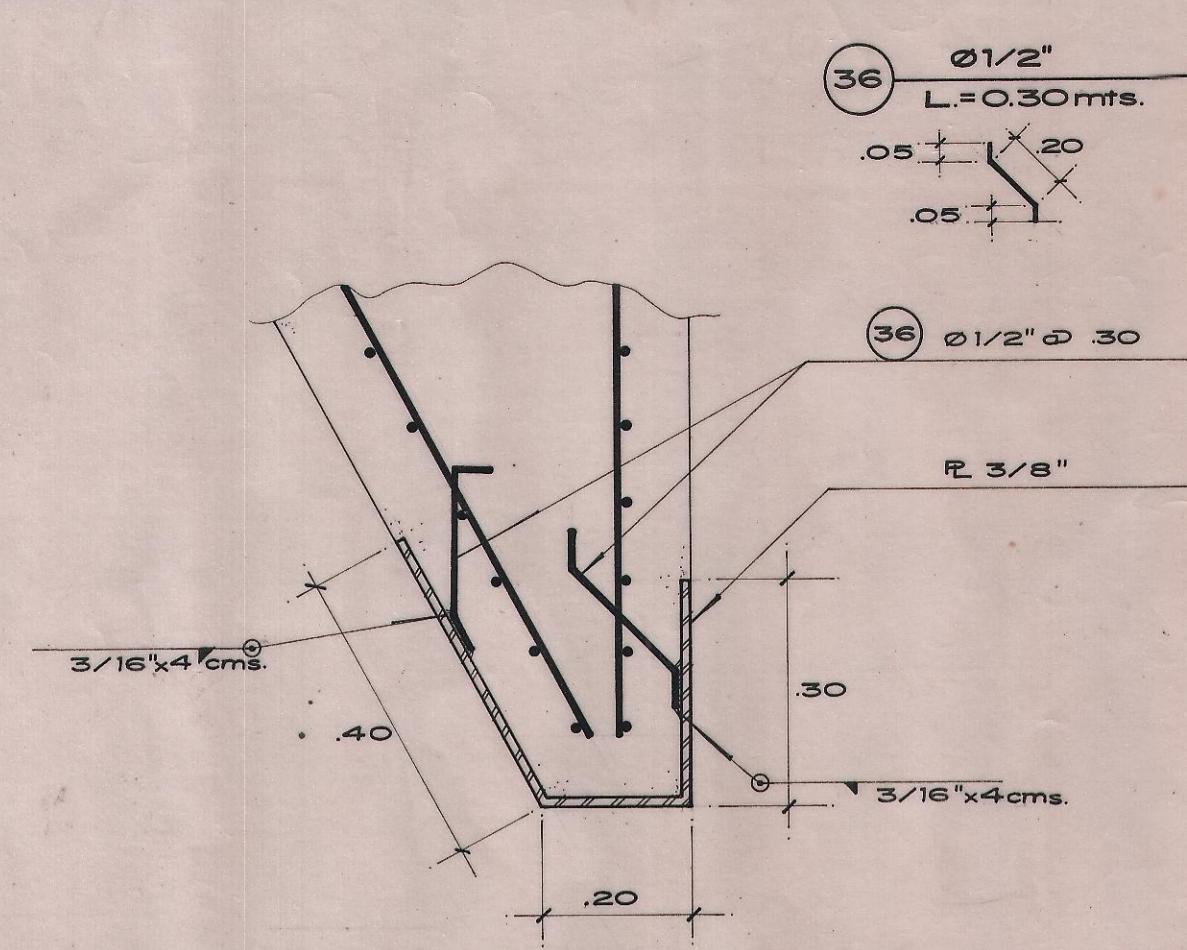
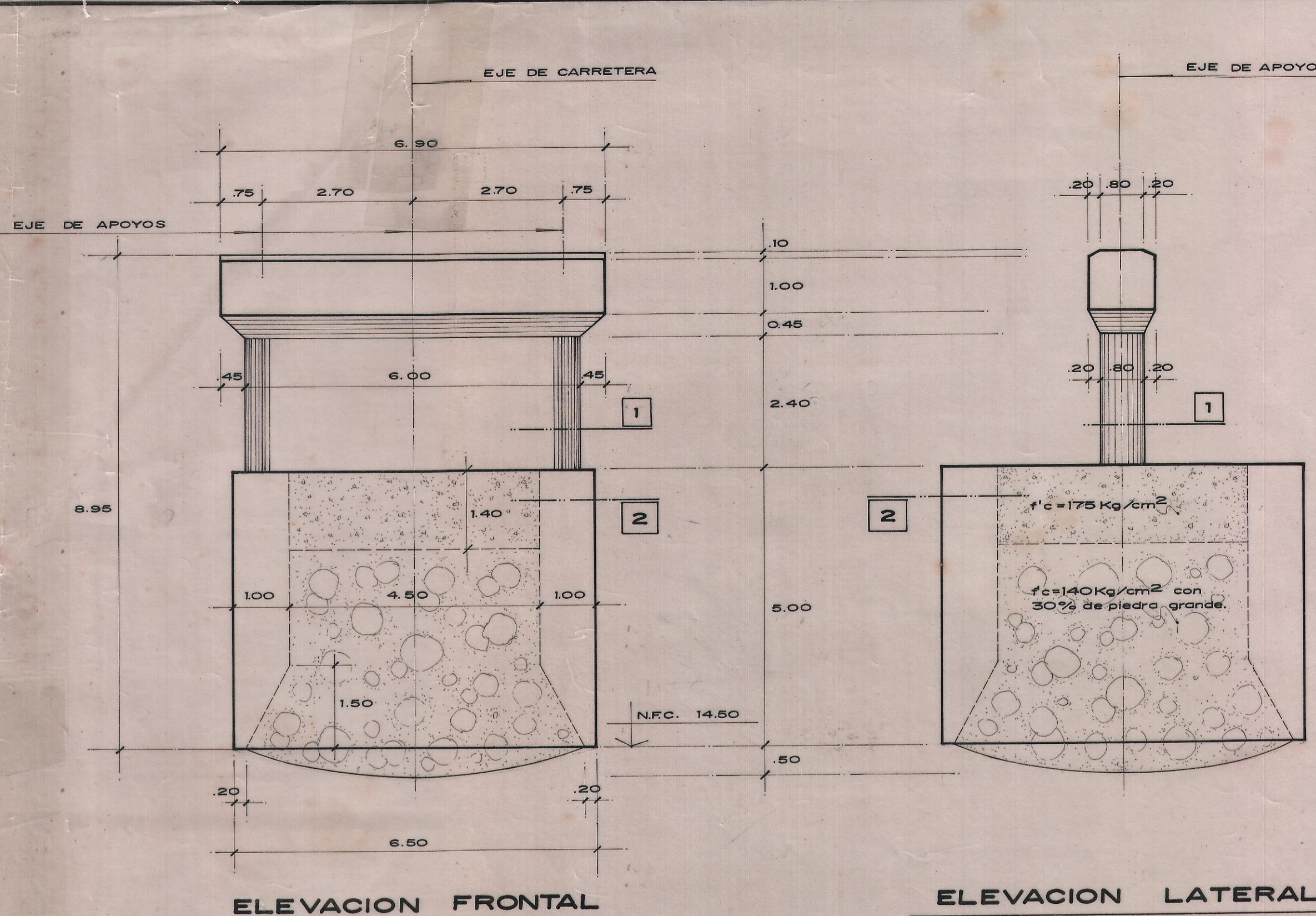
PROYECTO: F. BARRANTES
 MODIF.: MODIF.: MODIF.: MODIF.:

DISENO: J. PEREZ D.
 REVISADO: F. BARRANTES
 APROBADO: MODIF.: MODIF.: MODIF.: MODIF.:

LUZ = 67.00 ms.
 S.C = C-30
 Km. = 720

N°: 123-84
3-8

J. FRANCISCO BARRANTES BEZOLD
 ING° CIVIL C.I.R. - 5525



METRADO DE ARMADURA					
TIPO	Ø	Long. x Pza.	Nº Pzas.	Nº BARRA / Pza.	TOTAL
22	1"	4.575	88	1/2 Barra	44
23	5/8"	11.20	4	1 Barra + Sobrante 24	4
24	5/8"	7.36	23	1 Barra	23
25	1/2"	Variable	12	1 "	12
26	5/8"	6.43	16	1 "	16
27	3/8"	0.90	104	1/10 Barra	11
28	3/8"	2.156	32	1/4 Barra	8
29	5/8"	9.15	32	1 Barra	32
30	1/2"	9.15	30	1 "	30
31	5/8"	6.30	96	1 "	96
32	1/2"	6.30	90	1 "	90
33	1/2"	4.80	128	1 "	128
34	1/2"	5.00	44	Sobrante 33	—
35	1/2"	1.40	124	Sobrante 33	—
36	1/2"	0.30	176	Sobrante 33	—
37	1"	4.40	45	1/2 Barra	23

RESUMEN DE ARMADURA :		
67 Barras de Ø 1" x 9.15mts.	=	2,477 Kgs.
171 Barras de Ø 5/8" x 9.15 mts.	=	2,503 Kgs.
260 Barras de Ø 1/2" x 9.15 mts.	=	2,427 Kgs.
19 Barras de Ø 3/8" x 9.15 mts.	=	101 Kgs.
TOTAL		= 7,508 Kgs.

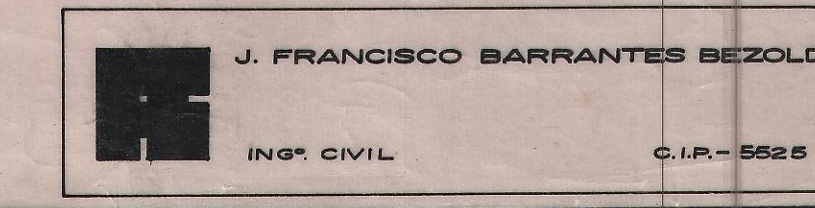
ESPECIFICACIONES Y METRADOS	
DESCRIPCION	METRADO
- Concreto Ciclopeo f'c=140 Kg/cm ² con 30% de piedra grande.	94 m ³
- Concreto f'c = 175 Kg/cm ² en Elevación y Caisson.	149 m ³
- Encofrado Caisson	229 m ²
- Encofrado Elevación	37 m ²
- Acero A-36 ó similar en uña del Caisson.	1,739 Kgs.

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
 DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
 DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE

OBRA: **PUENTE CHAMAN** Lue.: 6700mts.
 UBICACION: **CARRETERA PANAMERICANA NORTE** S/C = C-30
 PLANO: **PILARES: GEOMETRIA Y ARMADURA** Km. = 720

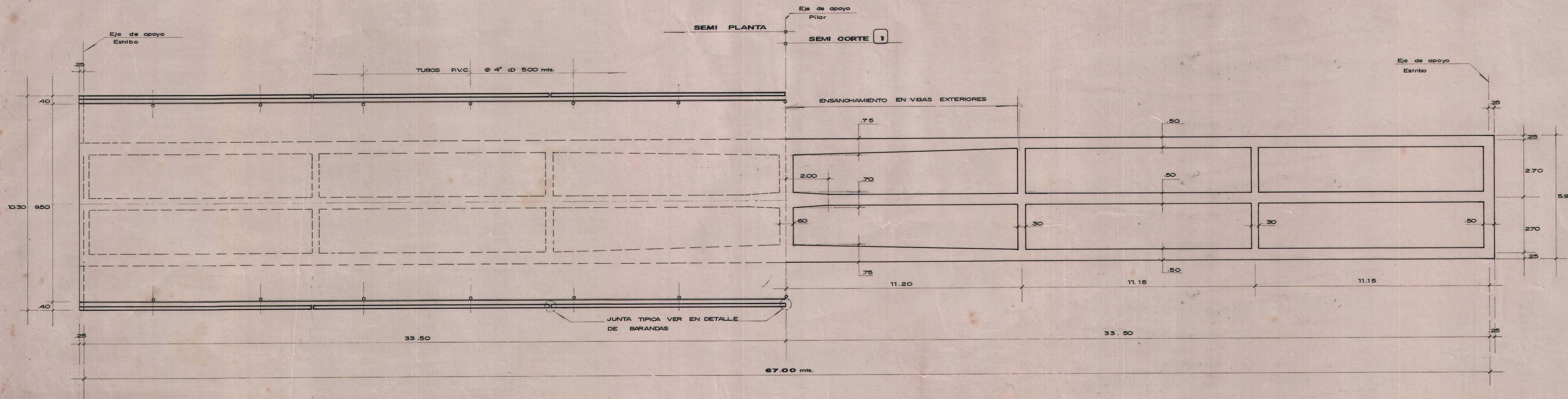
ESCALA:	PROYECTO:	DISEÑO:	REVISADO:	APROBADO:
INDICADA	F BARRANTES	F BARRANTES	F BARRANTES	
FECHA:	J. PEREZ	J. PEREZ	J. PEREZ	
ENE-'83	MODIF.:	MODIF.:	MODIF.:	
DIBUJO:				
N. Solano V.				

Nº. 123-84
 4-8

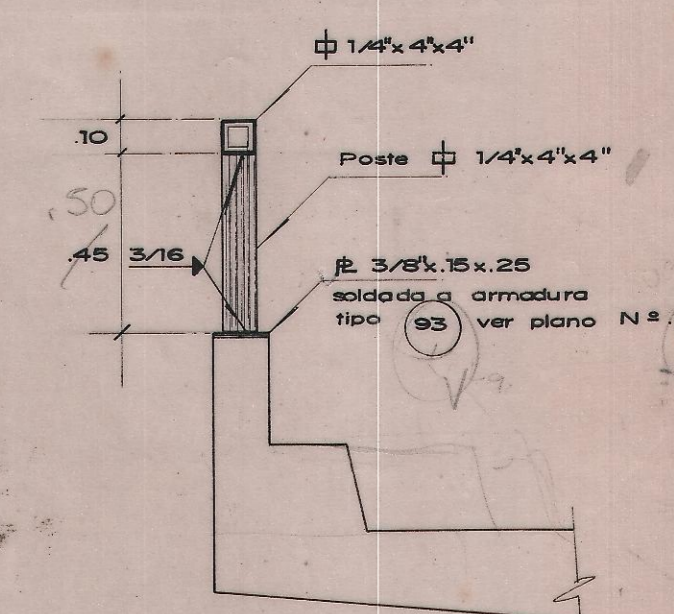


TABLERO

Esc.: 1/100

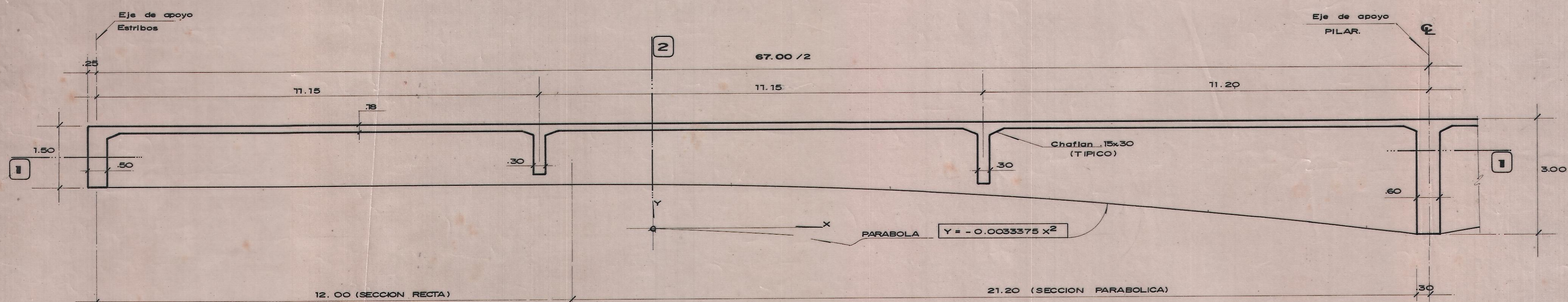


3



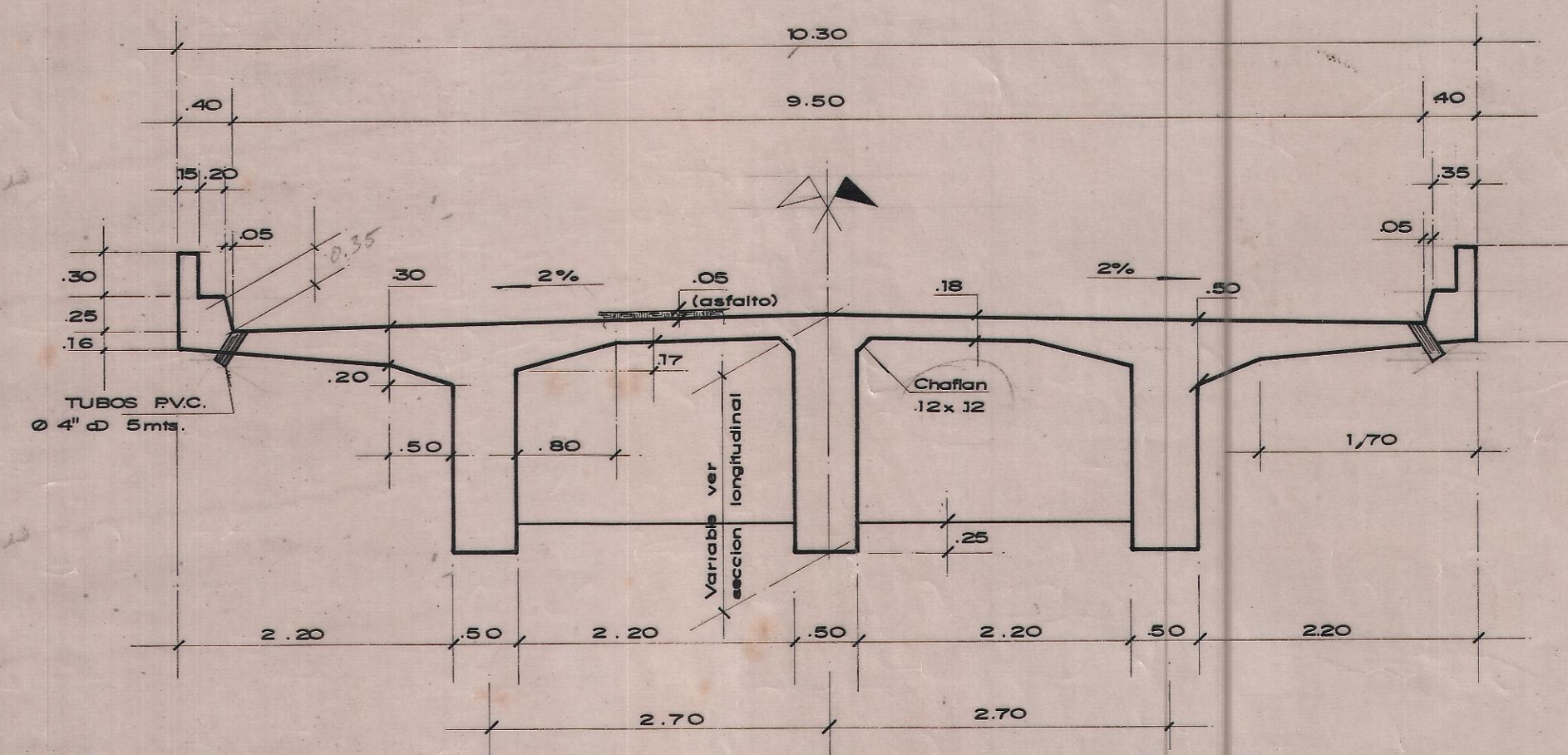
SEMI-SECCION LONGITUDINAL

Esc.: 1/75



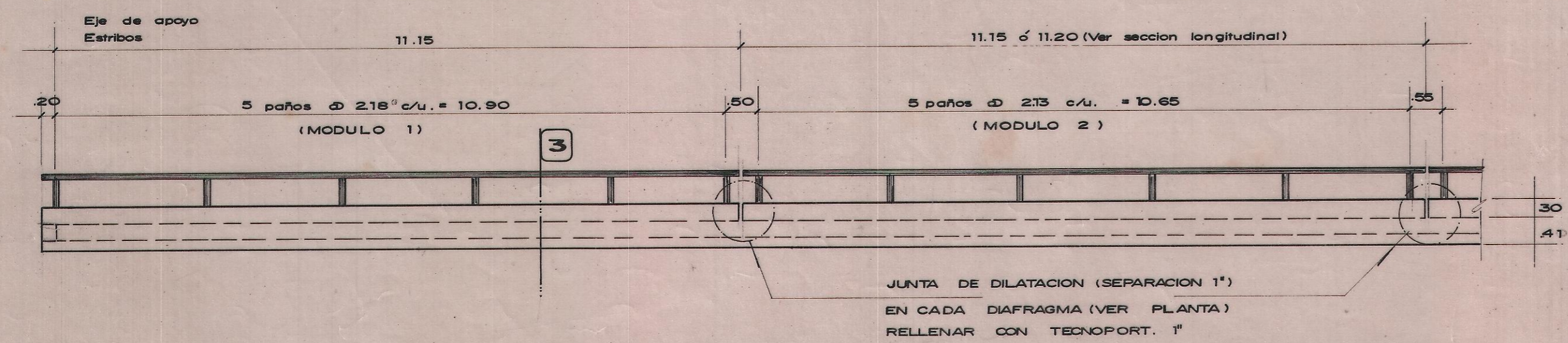
SECCION 2

Esc.: 1/50



DETALLE BARANDAS

Esc.: 1/75



ESPECIFICACIONES Y METRADOS	
DESCRIPCION	METRADOS
CONCRETO $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	375 m^3
ENCOFRADO	1,695 m^3
FALSO PUENTE	67.5 mts.
ACERO A-36 c' SMLAR EN BARANDAS	1,865 Kg.

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
 DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
 DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE

OBRA: **PUENTE CHAMAN**
 UBICACION: **CARRETERA PANAMERICANA NORTE**
 PLANO: **GEOMETRIA SUPERESTRUCTURA**

Luz: 67.00 mts.
 S/C = 6-30
 Km = 720

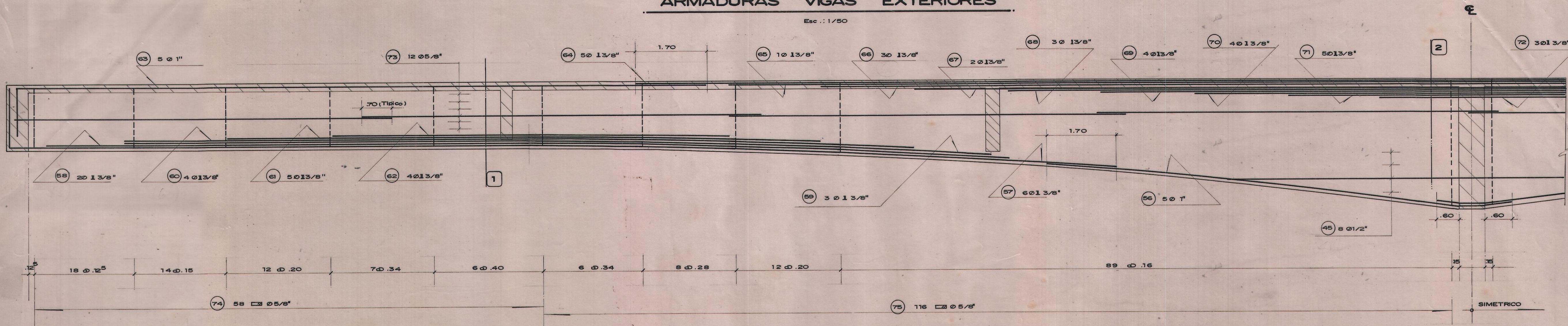
J. FRANCISCO BARRANTES BEZOLD
 ING. CIVIL
 C.I.P. 5525

ESCALA: INDICADA	PROYECTO: F. BARRANTES	DISEÑO: J. PEREZ	REVISADO: F. BARRANTES	APROBADO:
FECHA: ENE - '83	MODIF:	MODIF:	MODIF:	
DEJUO: P. QUISP' G				

Nº: 123-84
5-8

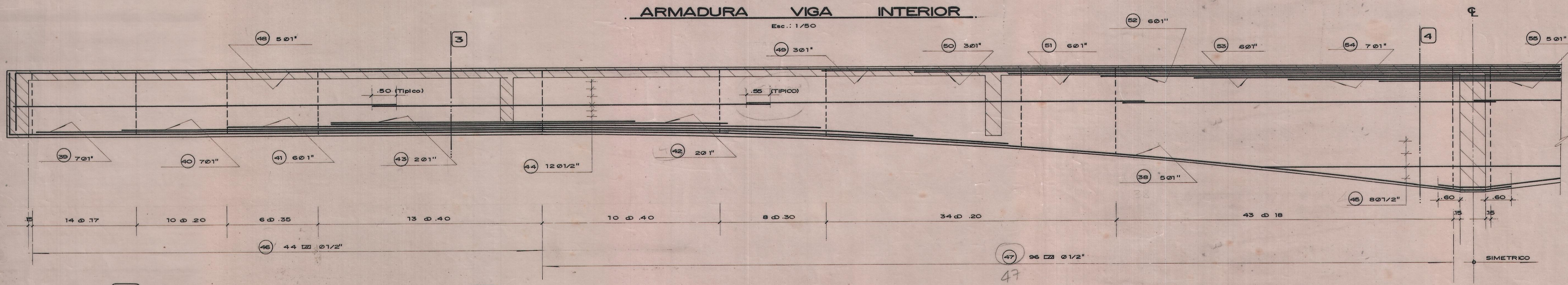
ARMADURAS VIGAS EXTERIORES

Esc.: 1/50



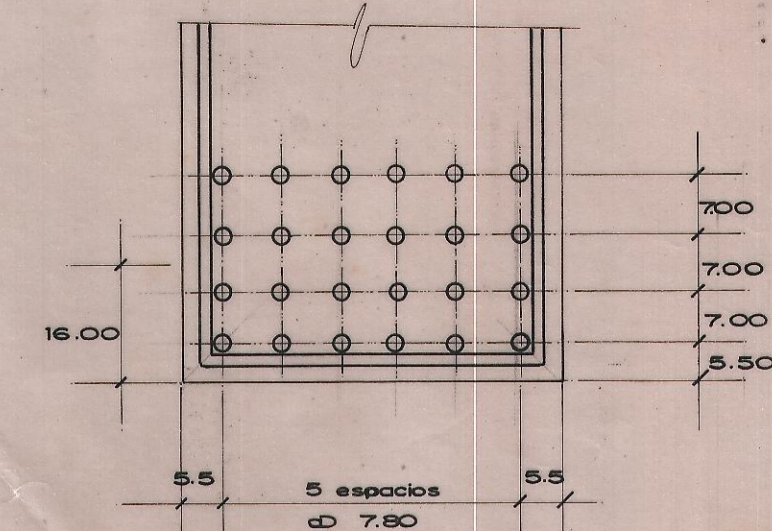
ARMADURA VIGA INTERIOR

Esc.: 1/50



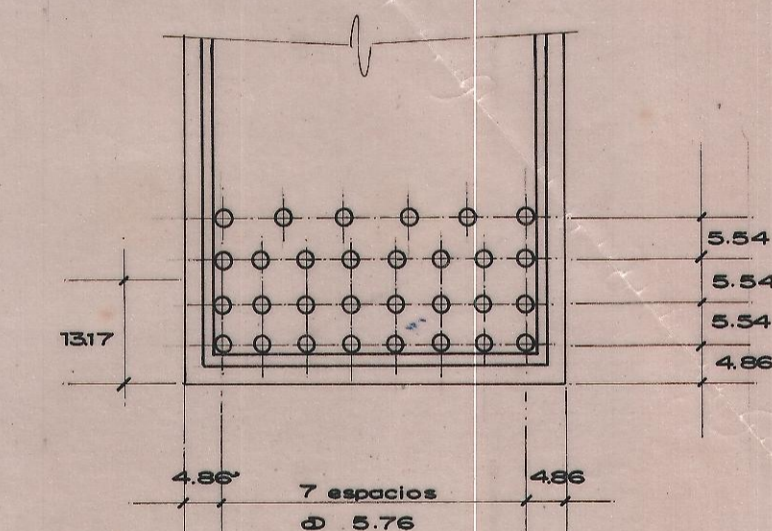
DETALLE ARMADURA INFERIOR EN SECCION 1

Esc.: 1/10



DETALLE ARMADURA INFERIOR EN SECCION 3

Esc.: 1/10

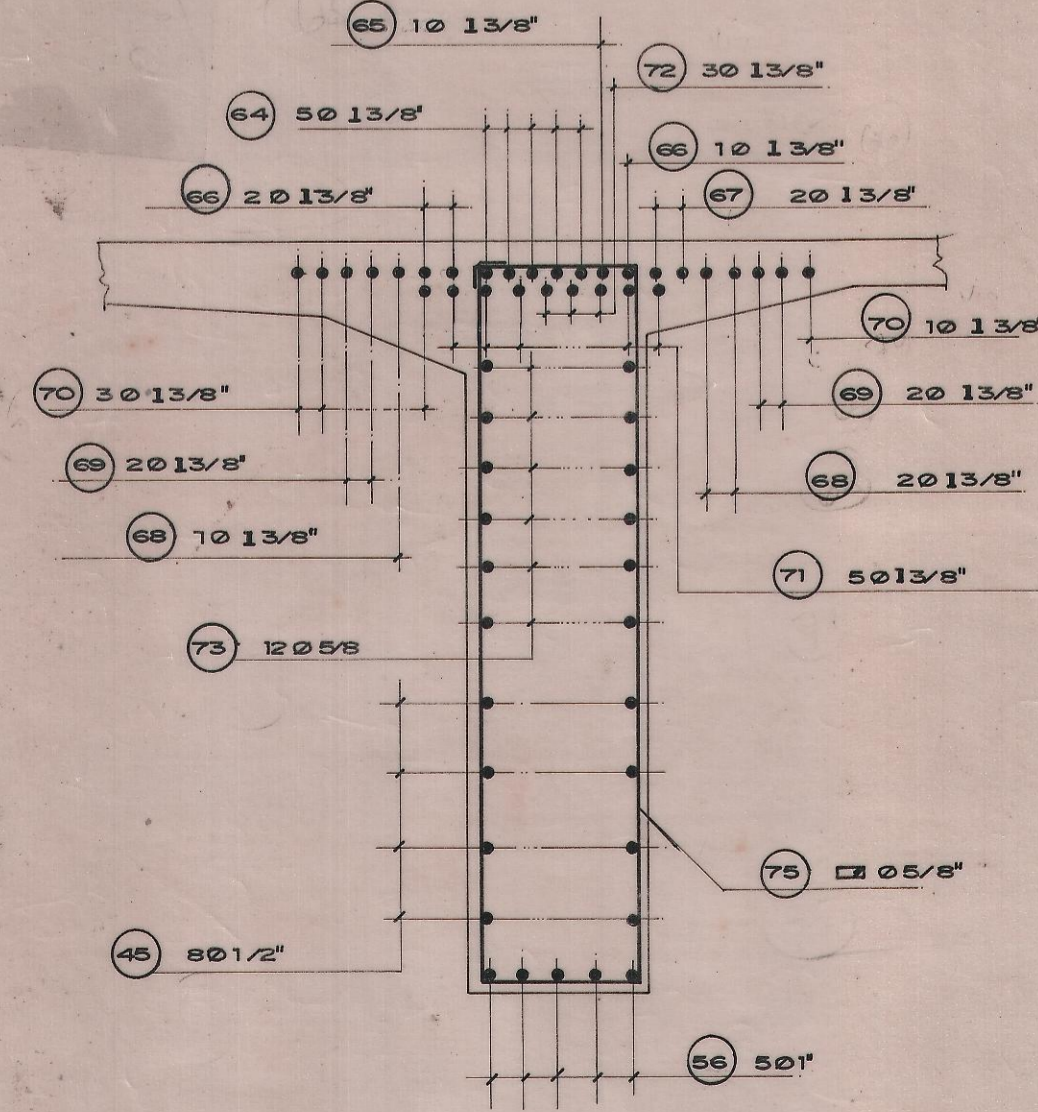


NOTA:

LOS DIAGRAMAS DE ARMADURAS, LISTADO DE BARRAS, Y DETALLES DE ARMADURAS EN SECCIONES 2 Y 4 SE ENCUENTRAN EN EL PLANO N°: 7-8

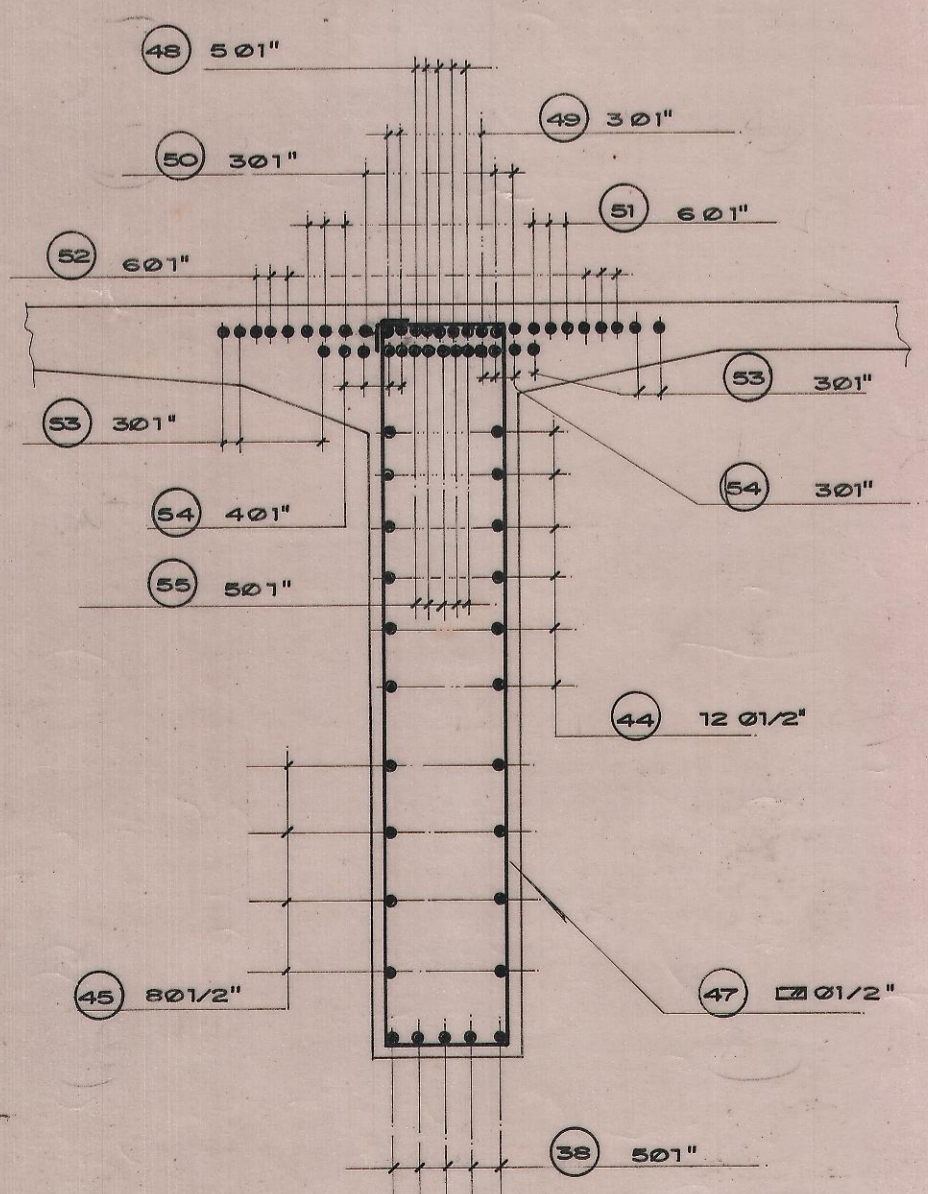
2

Esc.: 1/30



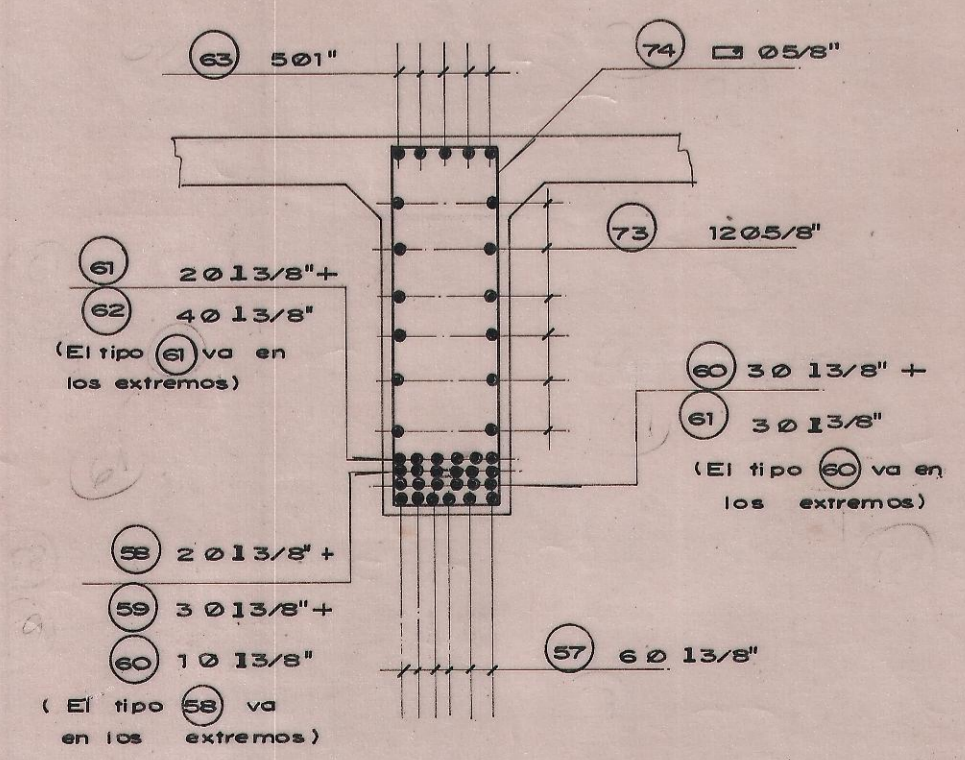
4

Esc.: 1/30



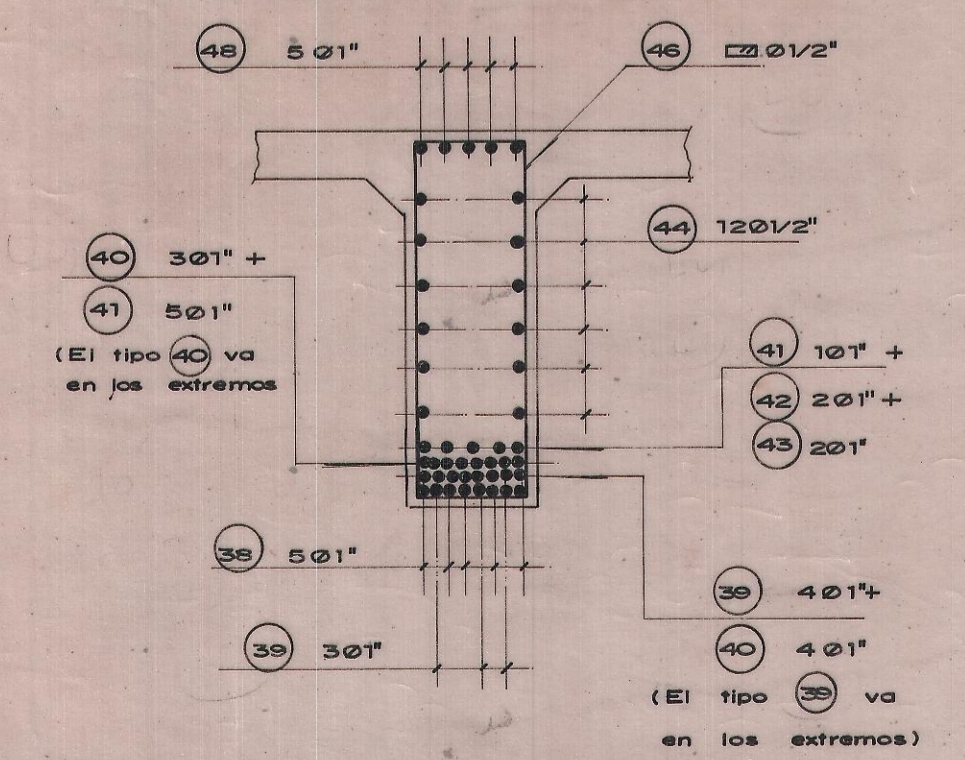
1

Esc.: 1/30



3

Esc.: 1/30

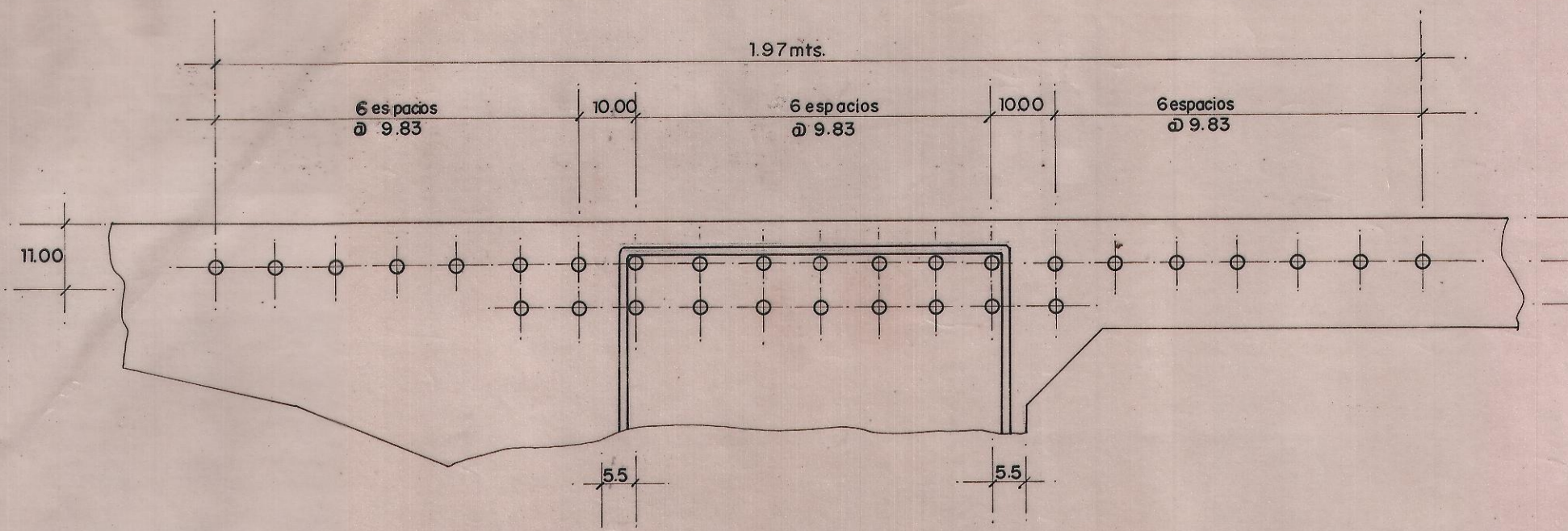


J. FRANCISCO BARRANTES BEZOLD
ING° CIVIL C.I.P.-5525

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES				
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE				
OBRA:	PUENTE CHAMAN			Luz: 67 mts
UBICACION:	CARRETERA PANAMERICANA NORTE			S/C: C-30
PLANO:	VIGAS: ARMADURA			Km: 720
ESCALA:	PROYECTO:	DISENO:	REVISADO:	APROBADO:
INDICADA	F.BARRANTES	F.BARRANTES	F.BARRANTES	
FECHA:	MODIF.:	MODIF.:	MODIF.:	
ENE - 84				
DBUJO:	P. QUISPES			N°: 123-84
				6-8

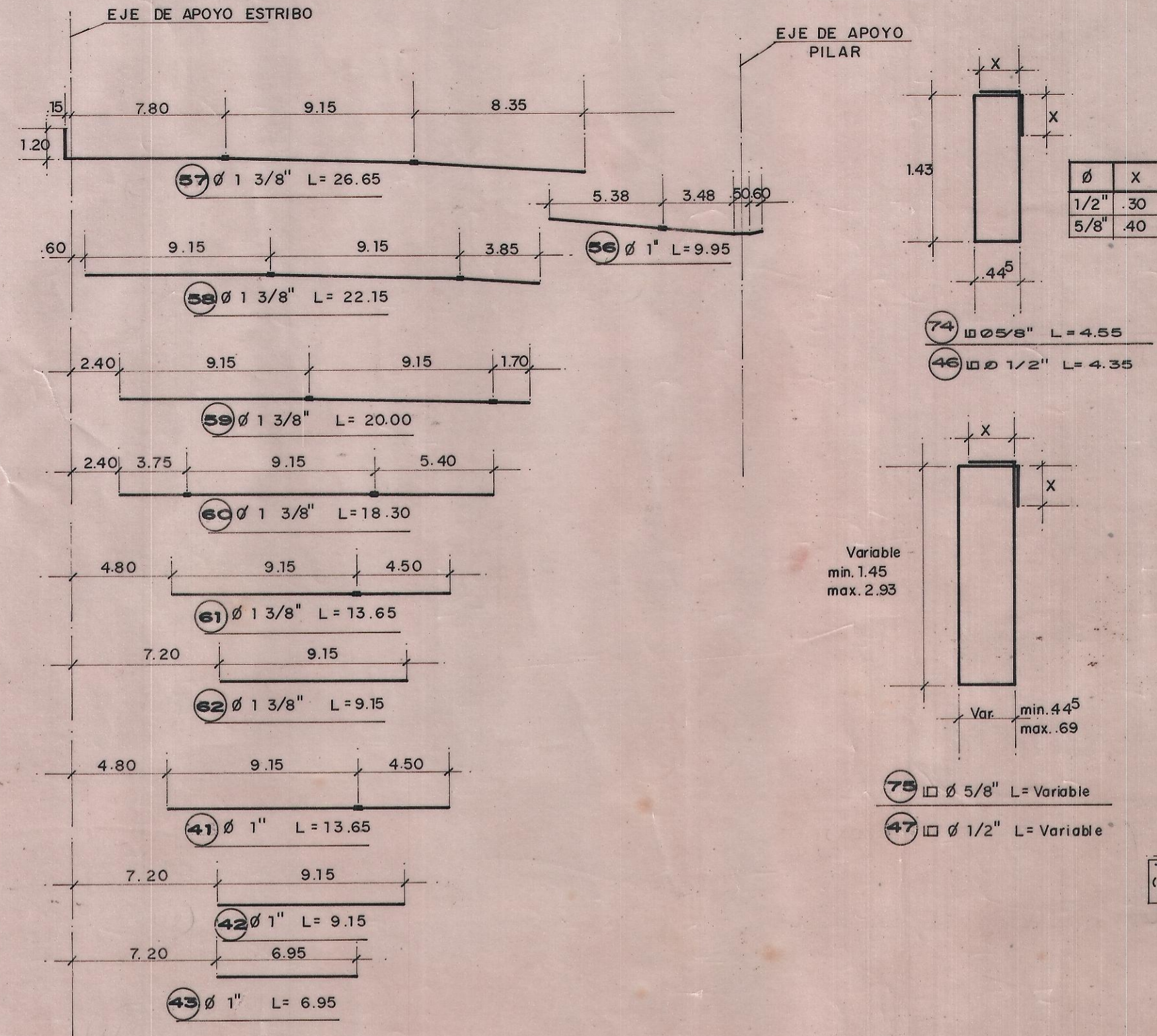
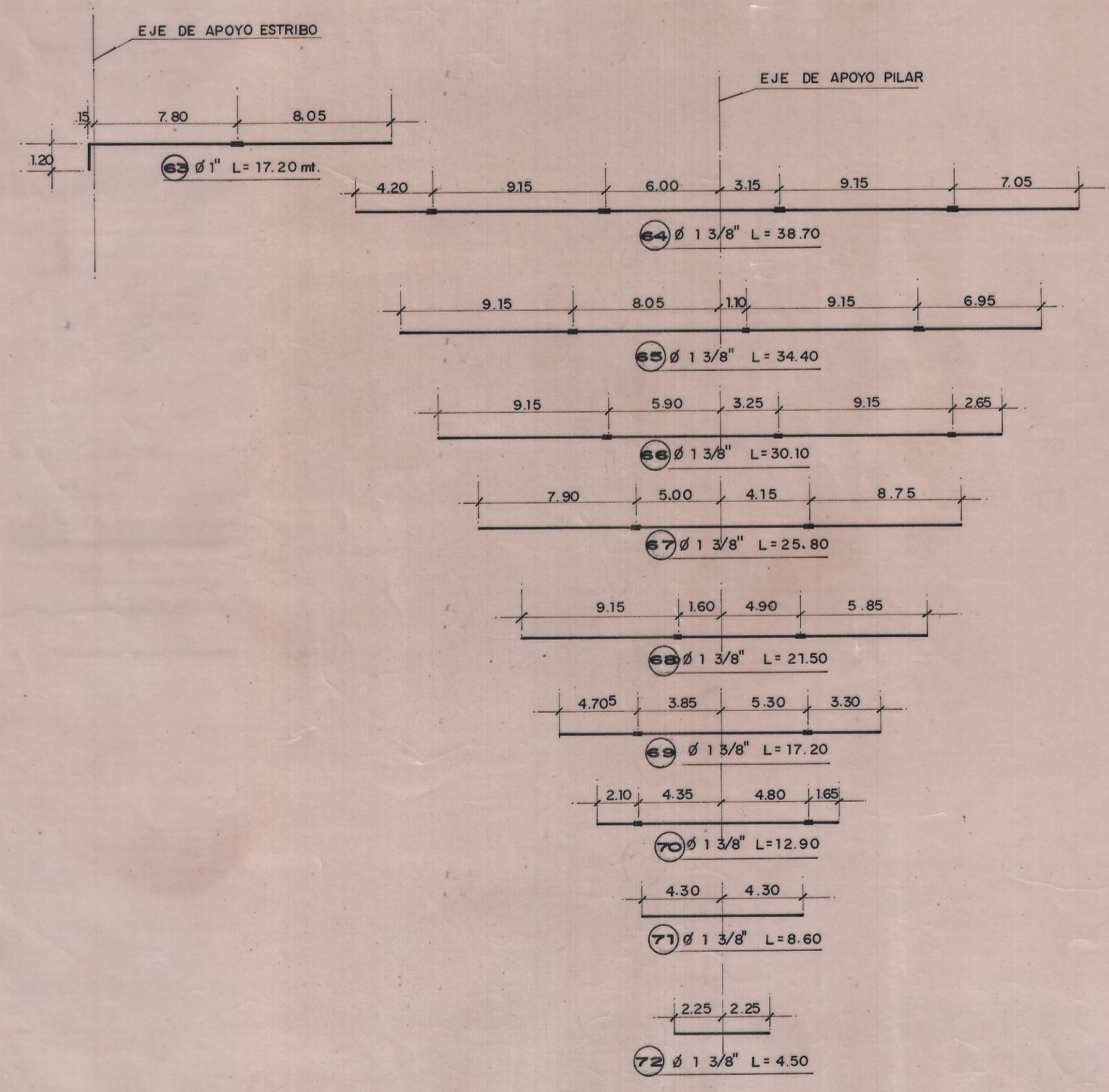
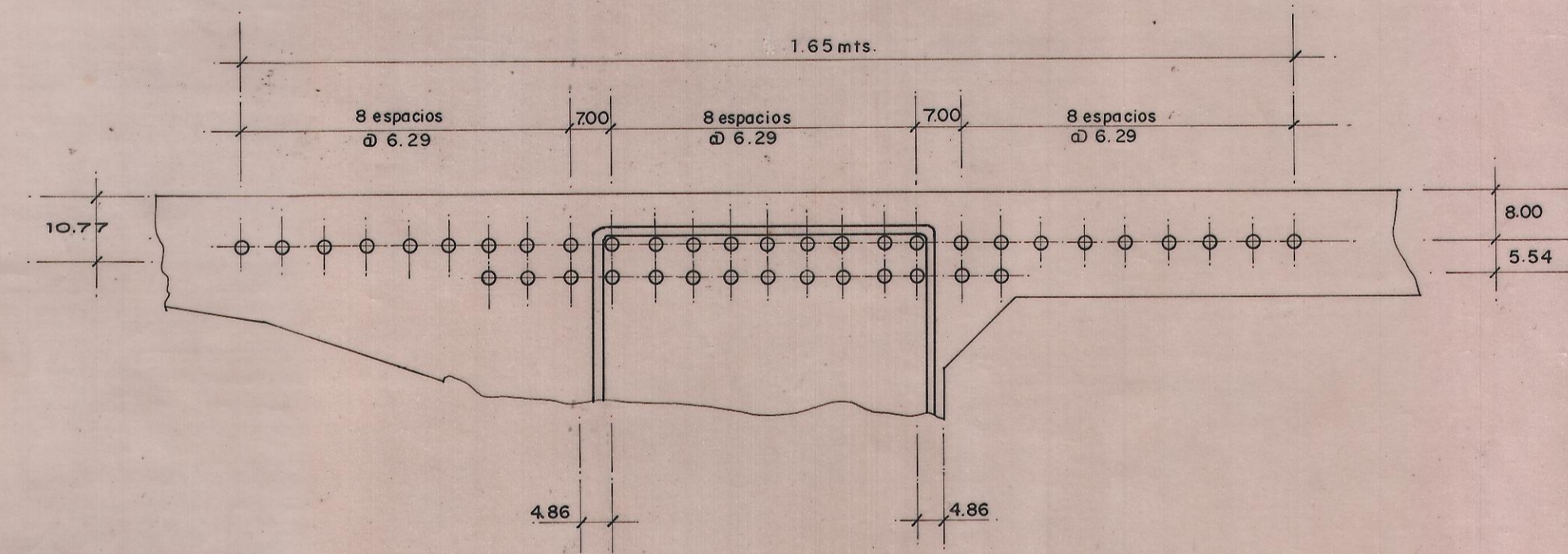
DETALLE ARMADURA SUPERIOR EN SECCION 2

esc.: 1/10

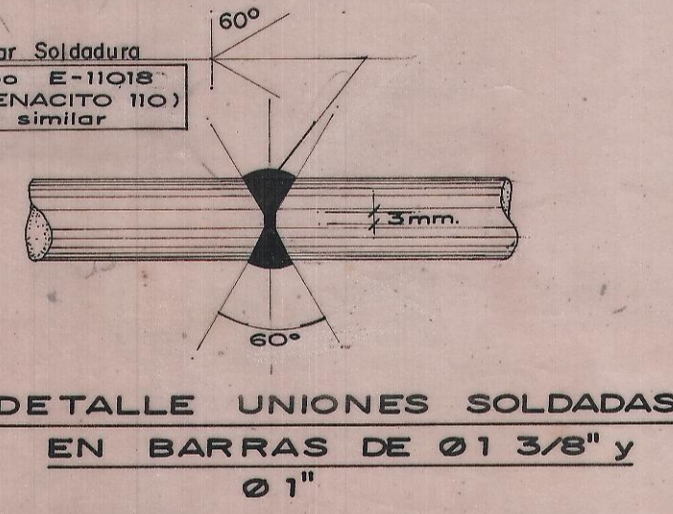
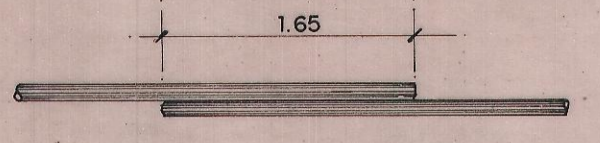


DETALLE ARMADURA EN SECCION 4

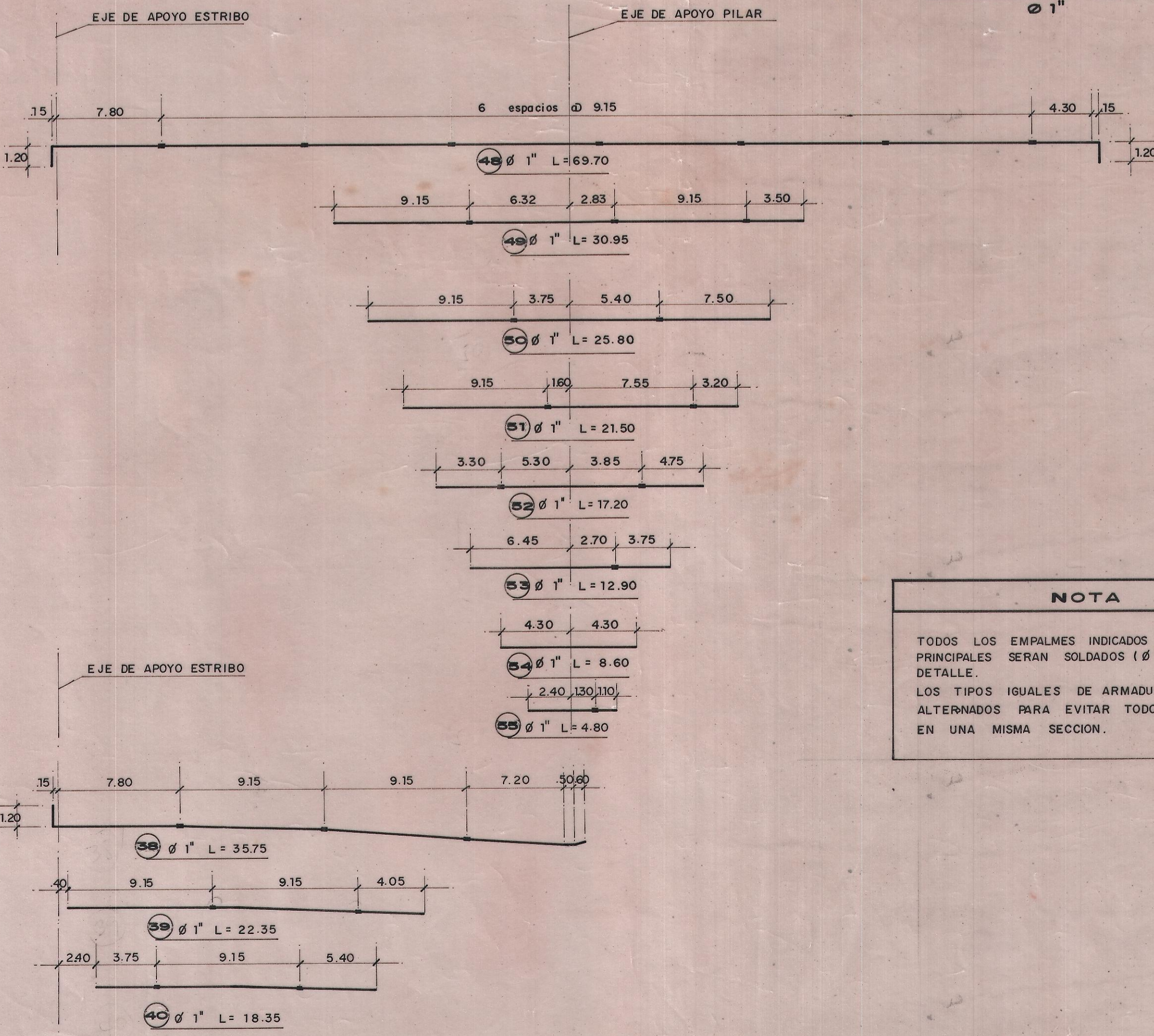
esc.: 1/10



ALTERNATIVA DE EMPALME EN BARRAS DE Ø 1"



DETALLE UNIONES SOLDADAS EN BARRAS DE Ø 1 3/8" y Ø 1"



NOTA
 TODOS LOS EMPALMES INDICADOS EN LAS ARMADURAS PRINCIPALES SERAN SOLDADOS (Ø 1" y Ø 1 3/8") SEGUN DETALLE.
 LOS TIPOS IGUALES DE ARMADURA SE COLOCARAN ALTERNADOS PARA EVITAR TODOS LOS EMPALMES EN UNA MISMA SECCION.

LISTA DE BARRAS

TIPO	Ø	LONGITUD	Nº PZAS	Nº DE BARRAS x PIEZA	Nº TOTAL BARRAS
38	1"	35.75	10	4 Barras x 9.15 mts.	40
39	1"	22.35	14	3 " "	42
40	1"	18.35	14	2 " "	28
41	1"	13.65	12	1 " + Sobrante 39	12
42	1"	9.15	4	1 Barra x 9.15 mts.	4
43	1"	6.95	4	1 " "	4
44	1/2"	72.28	12	8 " "	96
45	1/2"	Variable	24	1 3/4 " "	42
46	1/2"	4.35	88	1/2 " "	44
47	1/2"	Variable	192	2/3 " "	128
48	1"	69.70	5	8 " "	40
49	1"	30.95	3	3 Barras + Sobrante 48	6
50	1"	25.80	2	3 Barras x 9.15	6
51	1"	21.50	6	2 1/2 Barras + Sobrante 39 y 48	13
52	1"	17.20	6	2 Barras x 9.15 mts.	12
53	1"	12.90	6	1 Barra + Sobrante 56	6
54	1"	8.60	7	1 " "	7
55	1"	4.80	5	Sobrantes 56 + 52	-
56	1"	9.95	20	1 1/2 Barra x 9.15 mts.	30
57	1 3/8"	26.65	24	3 " "	72
58	1 3/8"	22.15	8	3 " "	24
59	1 3/8"	20.00	12	2 Barras + Sobrante 58	24
60	1 3/8"	18.30	16	2 Barras x 9.15	32
61	1 3/8"	13.65	20	1 1/2 Barras + Sobrante 58	26
62	1 3/8"	9.15	16	1 Barra x 9.15 mt.	16
63	1"	17.20	20	2 " "	40
64	1 3/8"	38.70	10	5 " "	50
65	1 3/8"	34.40	2	4 " "	8
66	1 3/8"	30.10	6	4 " "	24
67	1 3/8"	25.80	4	3 " "	12
68	1 3/8"	21.50	6	2 Barras + Sobrante 66	12
69	1 3/8"	17.20	8	1 Barra + Sobrante 64 + 68	8
70	1 3/8"	12.90	8	1 1/8 Barra + Sobrante 64 + 65	9
71	1 3/8"	8.60	10	1 Barra x 9.15 mt.	10
72	1 3/8"	4.50	6	1/2 " "	3
73	5/8"	72.20	24	8 " "	192
74	5/8"	4.55	232	1/2 " "	116
75	5/8"	Variable	464	2/3 " "	309

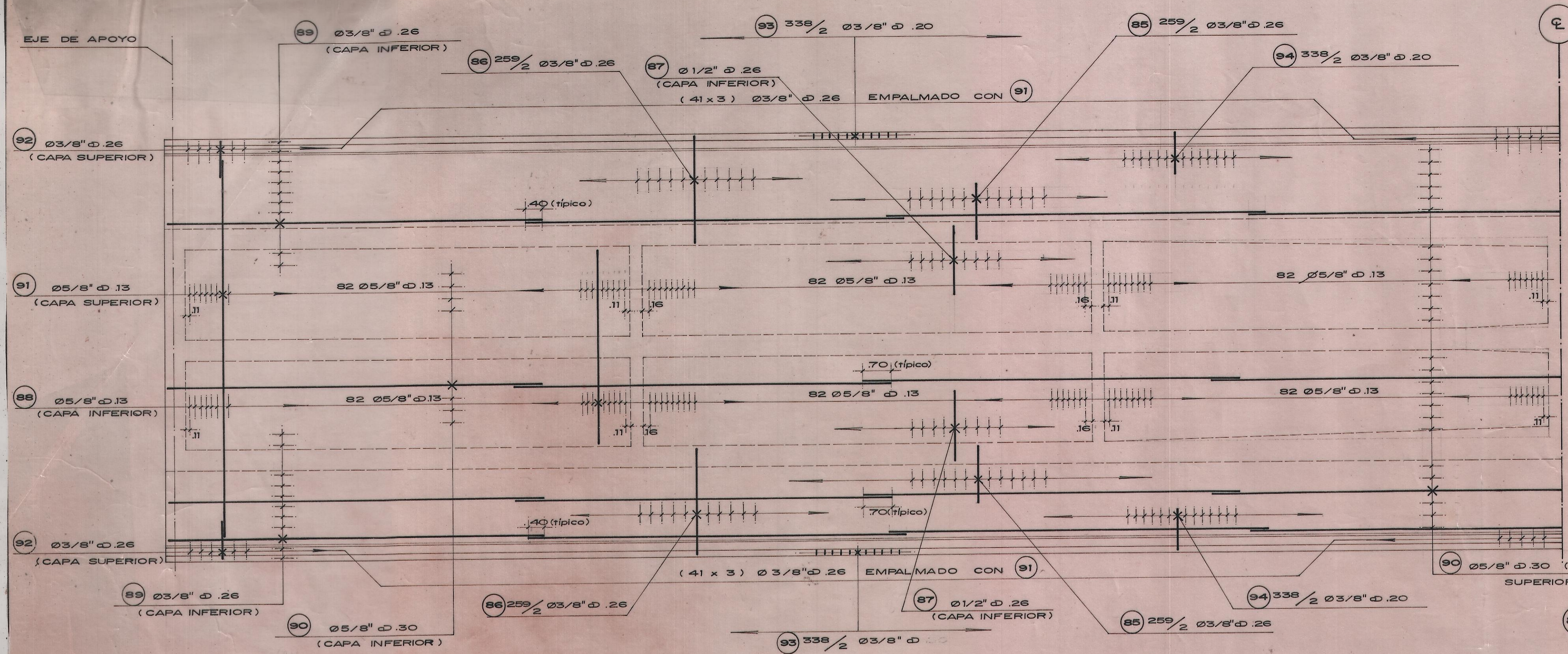
RESUMEN DE ARMADURAS

330 Barras Ø 1 3/8" x 9.15	=	23,835 Kg
290 Barras Ø 1" x 9.15	=	10,556 Kg
617 Barras Ø 5/8" x 9.15	=	8,807 Kg
310 Barras Ø 1/2" x 9.15	=	2,854 Kg
TOTAL:		46,052 Kg

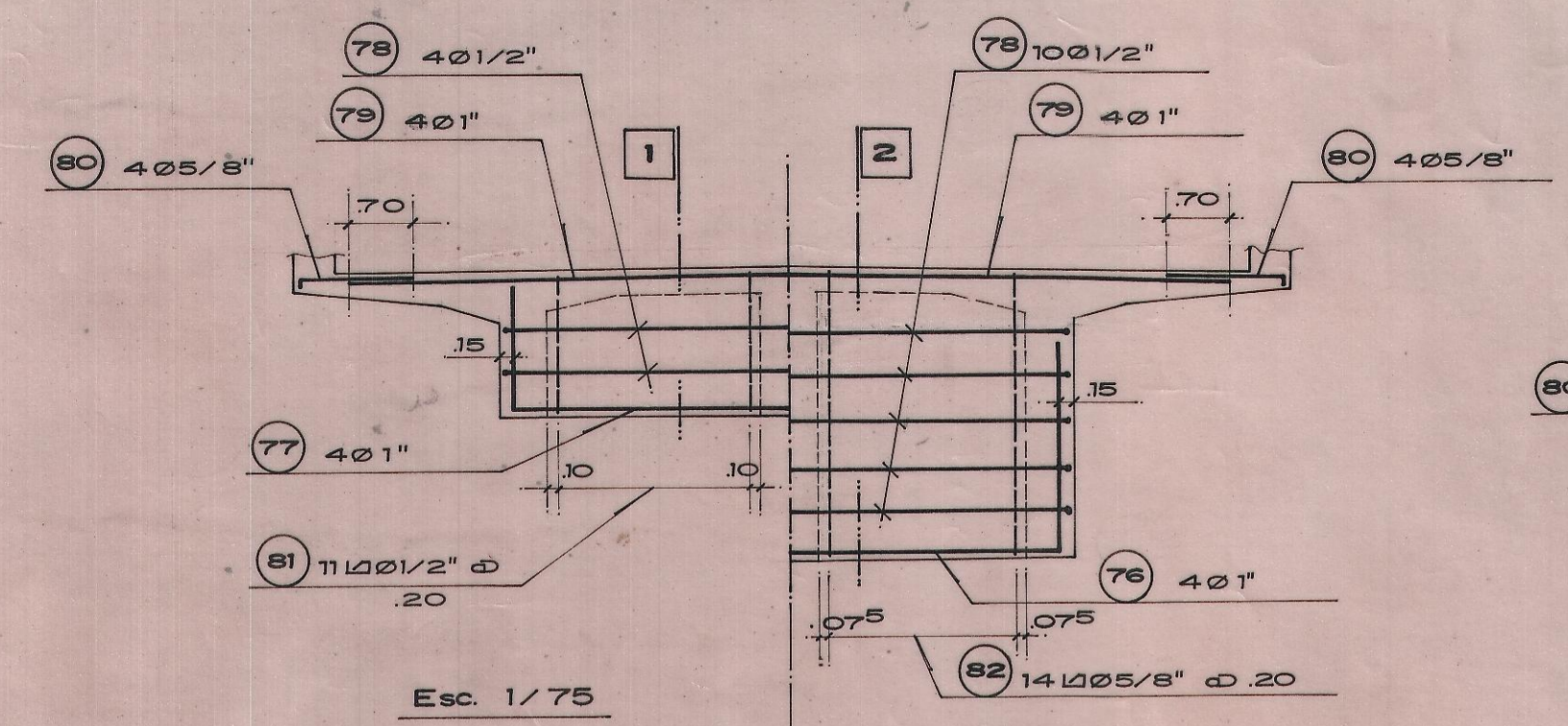
MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

DIRECCION GENERAL DE CAMINOS DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE			
OBRA:	PUENTE CHAMAN		Luz: 67.00 mts.
UBICACION:	CARRETERA PANAMERICANA NORTE		S/C: C-30
PLANO:	Detalles de Armadura en Vigas Principales		Km: 7.20
PROYECTO:	DISEÑO:	REVISADO:	APROBADO:
INDICADA FECHA: ENE-64	F BARRANTES MODIF.	F BARRANTES J. PEREZ D. MODIF.	F BARRANTES MODIF.
DIBUJO:	A. RIOS T.		Nº 123-84 7-8

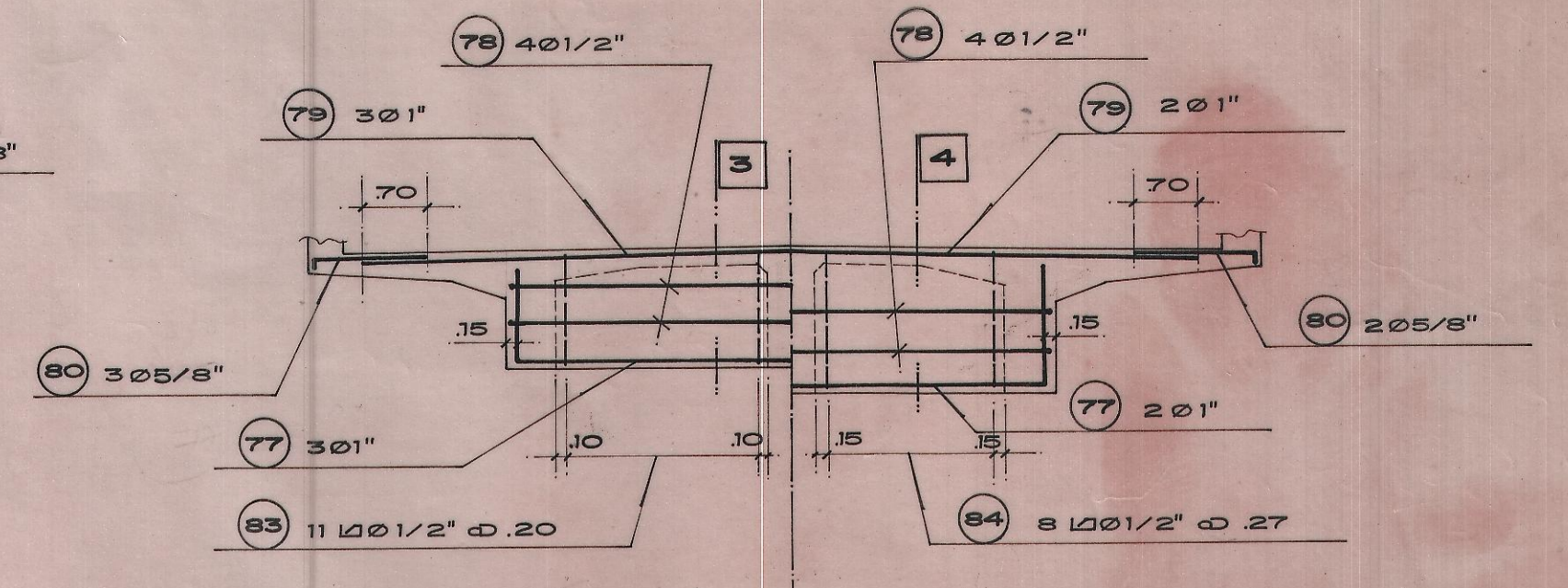
J. FRANCISCO BARRANTES BEZOLD
 ING° CIVIL C.I.R.-5525



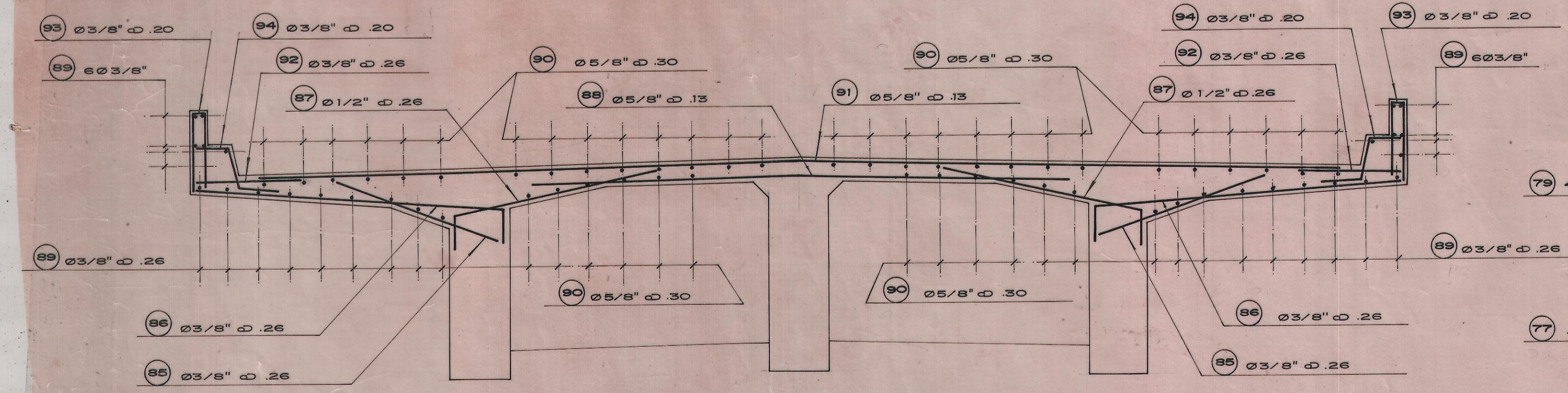
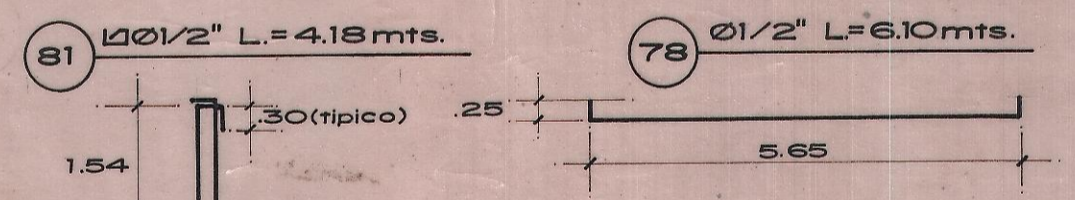
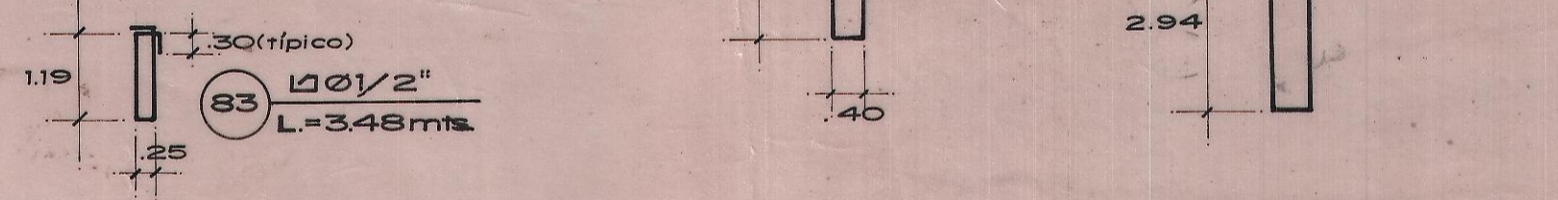
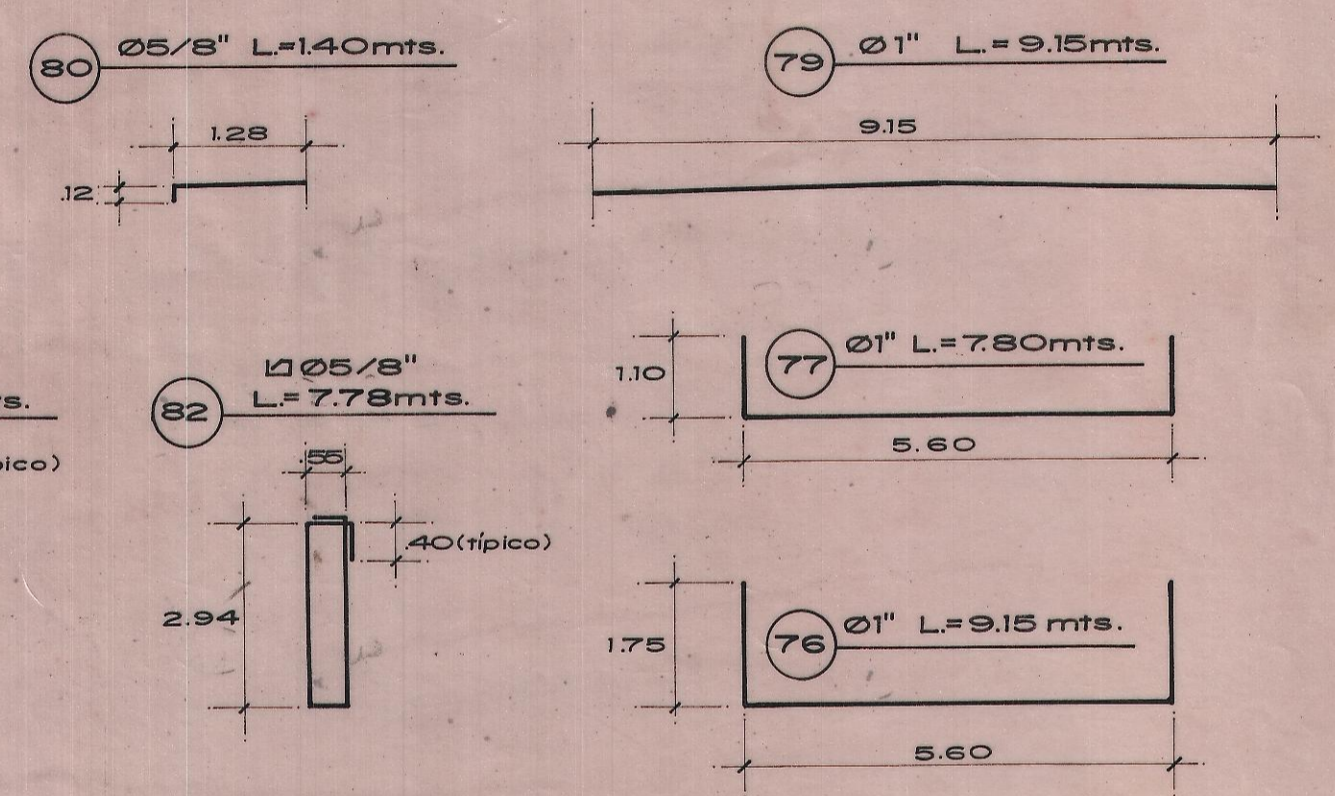
SEMI-ARMADURA EN PLANTA LOSA
Esc. 1/75



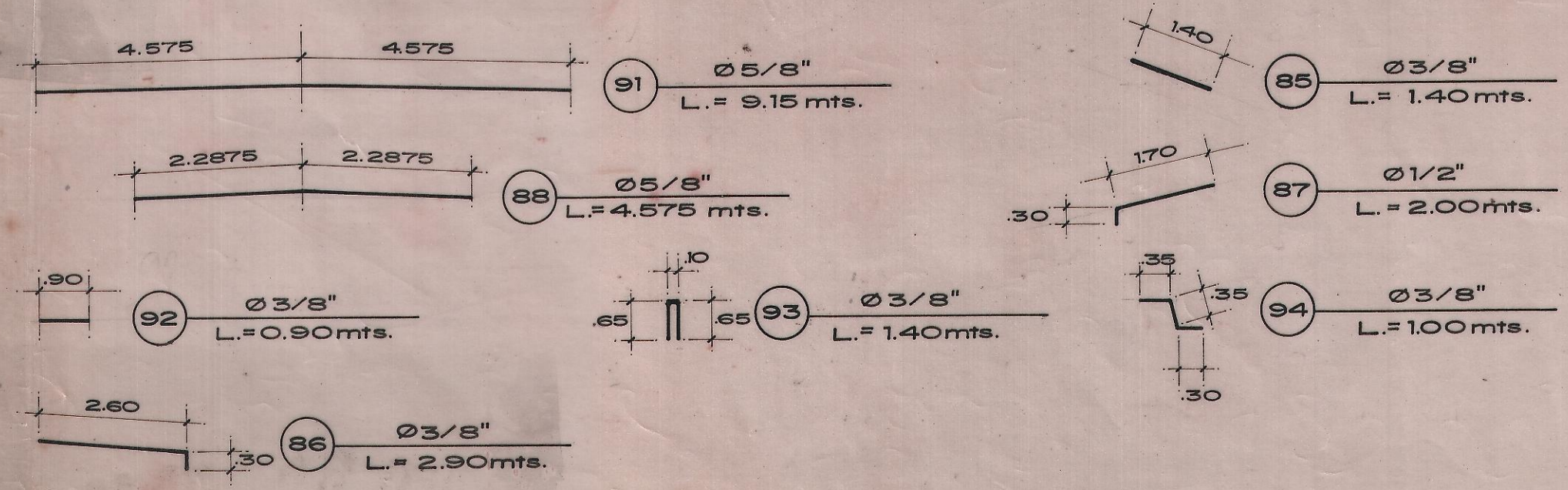
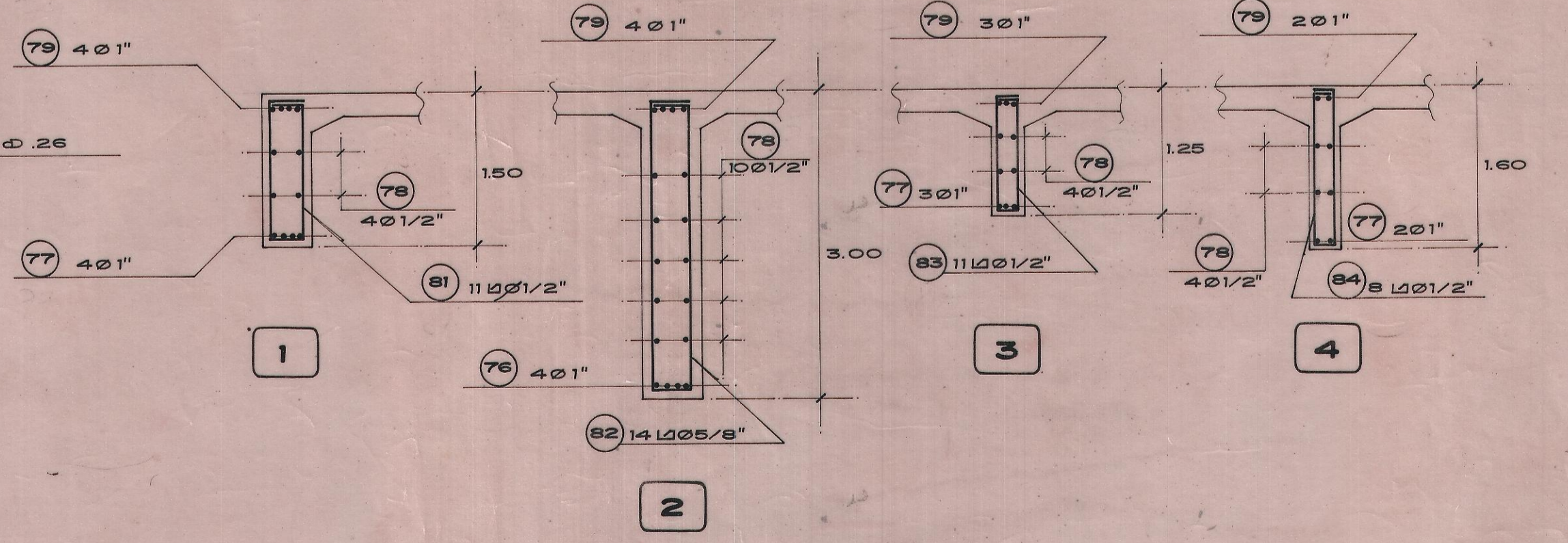
SEMI ARMADURA DIAFRAMA EN ESTRIBO
SEMI ARMADURA DIAFRAMA EN PILAR



SEMI ARMADURA DIAFRAMA INTERIOR MENOR
SEMI ARMADURA DIAFRAMA INTERIOR MAYOR



ARMADURA EN SECCION TRANSVERSAL
Esc. 1/30



RESUMEN ARMADURA DE LOSAS Y DIAFRAGMAS

TIPO	Ø	Long. x Pza.	Nº Pzas.	Nº BARRA x PZA.	Nº TOTAL
76	1"	9.15	4	1 Barra de 30'	4
77	1"	7.80	18	1 " "	18
78	1/2"	6.10	34	1 " "	34
79	1"	9.15	22	1 " "	22
80	5/8"	1.40	44	1/6 Barra + Sobrante 82	3
81	1/2"	4.18	44	1/2 Barra de 30'	22
82	5/8"	7.78	28	1 Barra de 30'	28
83	1/2"	3.48	44	1/2 Barra de 30'	22
84	1/2"	4.28	32	1/2 " " " 30'	16
85	3/8"	1.40	518	1/6 Barra + Sobrante 89	77
86	3/8"	2.90	518	1/3 Barra de 30'	173
87	1/2"	2.00	492	1/4 Barra + Sobrante 78 y 83	109
88	5/8"	4.57	492	1/2 Barra de 30'	246
89	3/8"	67.40	34	8 " " " "	272
90	5/8"	69.50	36	8 " " " "	288
91	5/8"	9.15	492	1 " " " "	492
92	3/8"	0.90	492	1/10 Barra + Sobrante 89	48
93	3/8"	1.40	676	1/6 Barra de 30'	113
94	3/8"	1.00	676	1/6 " " " "	113

RESUMEN DE ARMADURA :

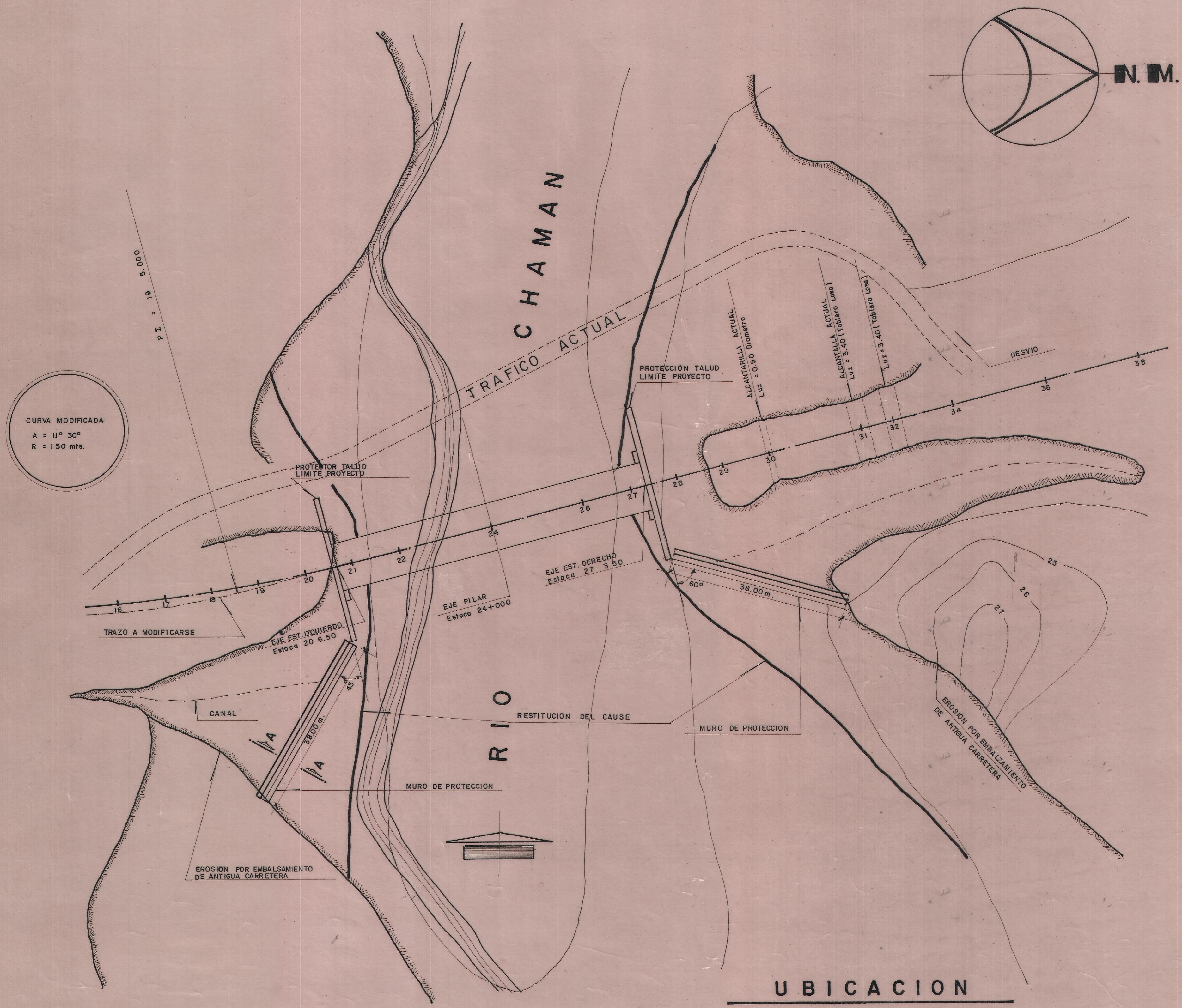
44 Barras Ø1" x 9.15	=	1,602 Kgs.
1,057 Barras Ø5/8" x 9.15	=	15,088 Kgs.
203 Barras Ø1/2" x 9.15	=	1,840 Kgs.
796 Barras Ø3/8" x 9.15	=	4,034 Kgs.
TOTAL	:	22,564 Kgs.

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE

OBRA: **PUENTE CHAMAN** Luz: 6700 mts.
UBICACION: **CARRETERA PANAMERICANA NORTE** S/C = C-30
PLANO: **ARMADURA LOSA Y DIAFRAGMAS.** Km. = 720

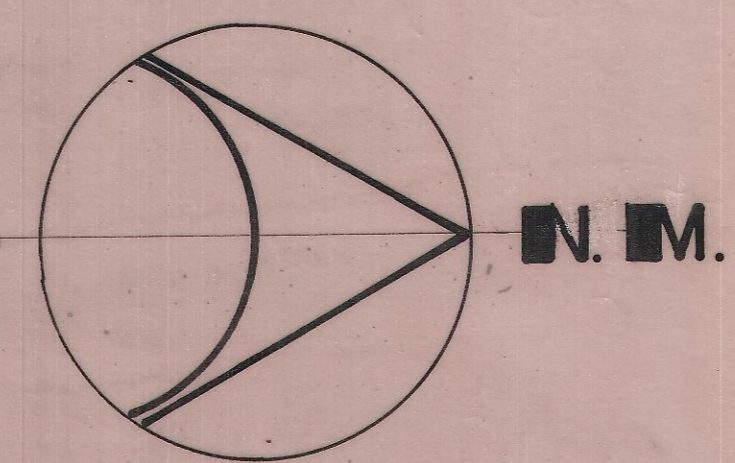
ESCALA: INDICADA
FECHA: ENE - 83
DIBUJO:
PROYECTO: F. BARRANTES
DISEÑO: F. BARRANTES
REVISADO: F. BARRANTES
APROBADO:
Nº: 123-84
8-8

J. FRANCISCO BARRANTES BEZOLD
ING° CIVIL
C.I.P. - 5525

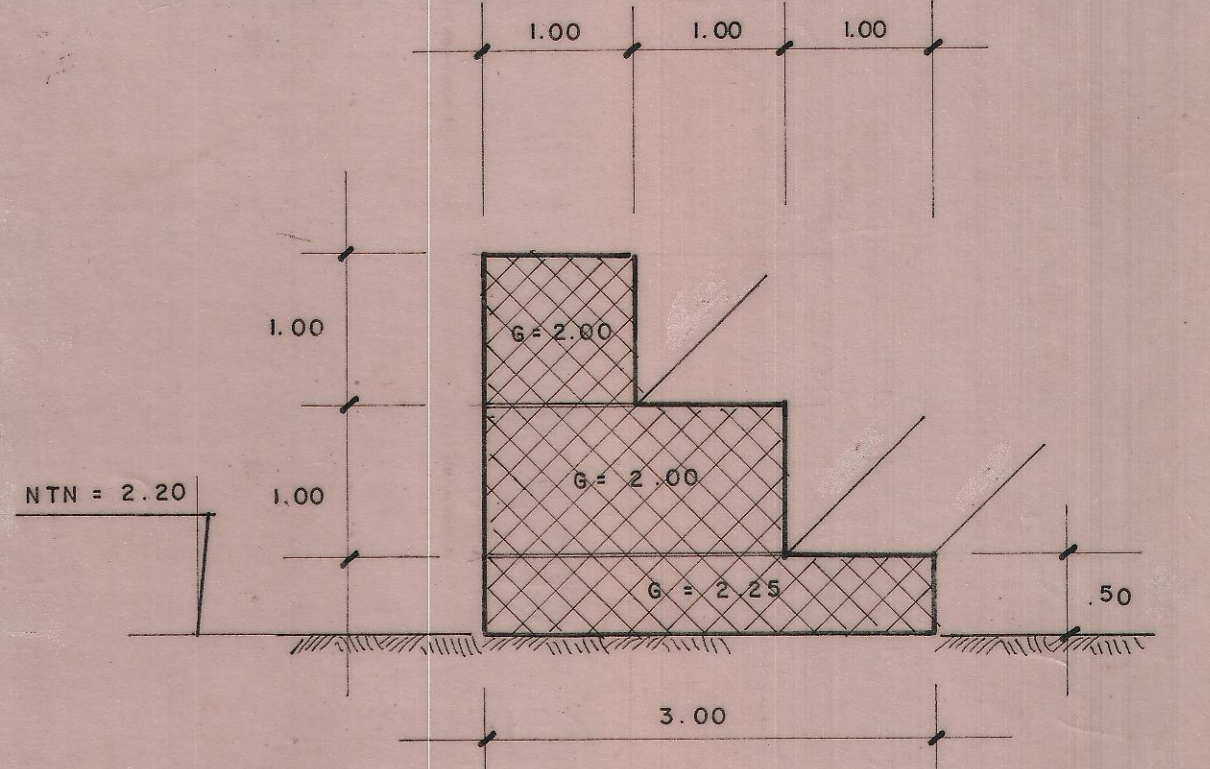


CURVA MODIFICADA
 A = 11° 30'
 R = 150 mts.

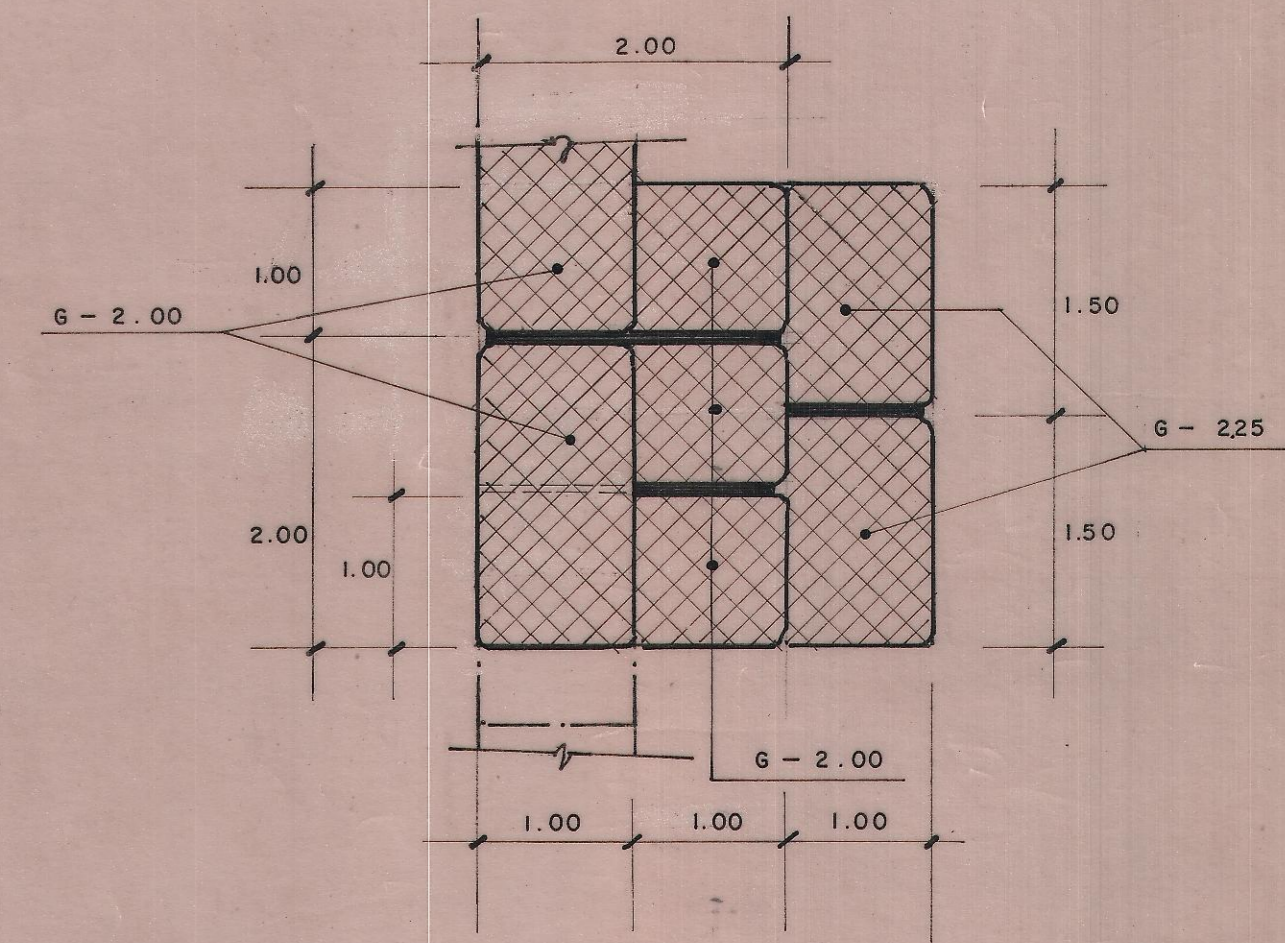
PI = 19 5.000



METRADOS	
Longitud total =	76 mts
Volumen :	4.5 m ³ /ml
Gaviones tipo	G- 2.00 G- 2.25



CORTE A - A
 ESC. 1:50



PLANTA
 ESC. 1:50

UBICACION
 ESC. 1:500

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES				
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS				
DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE				
OBRA	PUENTE "CHAMAN"			LUZ = 67.00 m.
UBICACION	CARRETERA PANAMERICANA NORTE			S/C = C - 30
PLANO	UBICACION MUROS DE PROTECCION			Km = 7.20
ESC. INDICADA	PROYECTO	DISEÑO	REVISADO	APROBADO
FECHA SET. 84	MODIF.	MODIF.	MODIF.	Ing Jefe del Proyecto
DIB.				Nº IA-8 Post Construccion