

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA



CIVIL

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

**“ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE
LOS DISEÑOS EN CONCRETO ARMADO Y EN ACERO
DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°82629 DEL
CASERÍO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO -
CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE SOCIAL”**

Área de Investigación:
Estructuras – Ingeniería Estructural

Autor(es):

Br. Lastarria Ramírez, Poll Martin
Br. Bocanegra Miranda, Aylthon
Elman

Jurado Evaluador:

Presidente: Alanoca Quenta, Angel Fredy
Secretario: Moran Guerrero, Victor Manuel
Vocal: Vega Benitez, Jorge Antonio

Asesor:
Cancino Rodas, Cesar Leonidas

Código orcid: <https://orcid.org/0000-0001-8626-010X>

**TRUJILLO
– PERÚ
2021**

Fecha de sustentación: 2021/04/28

**ANALISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN
CONCRETO ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA
N°82629 DEL CASERÍO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO -
CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APOORTE SOCIAL**

Por: Br. Lastarria Ramírez, Poll Martin
Br. Bocanegra Miranda, Aylthon Elman

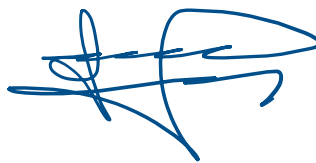
Jurado Evaluador:



Dr. Alanoca Quenta Angel Fredy
Presidente
N°CIP: 39009



Ing. Moran Guerrero Victor Manuel
Secretario
N°CIP: 50648



Ing. Vega Benitez Jorge Antonio
Vocal
N°CIP: 78666



Ing. Cancino Rodas Cesar Leonidas
Asesor
N°CIP: 77103

INDICE

DEDICATORIA.....	1
AGRADECIMIENTO	2
INTRODUCCIÓN.....	3
RESUMEN	4
ABSTRACT	5
CAPITULO I: ASPECTOS INFORMATIVOS.....	6
I. REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	6
II. FORMULACION DEL PROBLEMA.....	7
III. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION	7
OBJETIVO GENERAL	7
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
IV. JUSTIFICACION DEL ESTUDIO	8
V. MARCO DE REFERENCIA.....	8
ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACION:	8
MARCO TEÓRICO:	10
MARCO CONCEPTUAL	90
HIPÓTESIS	92
VARIABLES.....	92
VI. METODOLOGÍA EMPLEADA	92
TIPO DE INVESTIGACION:.....	92
POBLACION Y MUESTRA DEL ESTUDIO:	92
TECNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACION:.....	92
DISEÑO DE INVESTIGACION	92
PROCEDIMIENTO	93

PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE DATOS	93
CAPITULO II: ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	94
I. ARQUITECTURA	94
II. ESTRUCTURACIÓN	97
LOSAS ALIGERADAS Y TECHOS:	97
VIGAS:.....	98
COLUMNAS:.....	98
MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA:	98
ESCALERA:	98
III. PREDIMENSIONAMIENTO	98
LOSA ALIGERADA	99
VIGAS	100
COLUMNAS.....	101
ESCALERA	105
IV. METRADO DE CARGAS	106
METRADO DE CARGAS DE ALIGERADOS:.....	106
METRADO DE VIGAS.....	108
V. ANÁLISIS SÍSMICO	123
MODELAMIENTO ESCALERA:.....	123
VI. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	123
VII. METRADO.....	164
VIII. PRESUPUESTO DISEÑO CONCRETO ARMADO	176
CAPITULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO EN ACERO.....	177
I. ARQUITECTURA	177
II. ESTRUCTURACIÓN	177
LOSAS CON PLACA COLABORANTE:	177

VIGAS Y COLUMNAS:	177
ARRIOSTRES:.....	177
CONEXIONES:	178
III. METRADO DE CARGAS	179
IV. ANÁLISIS SÍSMICO	179
V. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	188
VI. METRADO.....	251
VII. PRESUPUESTO DISEÑO ACERO ESTRUCTURAL	265
CAPITULO IV: ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL	266
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	268
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	271
ANEXOS	273

INDICE DE TABLAS

Table 1 Combinaciones de carga por gravedad-sismo y factores de reducción.....	13
Table 2 Elementos en Compresión de miembros en flexión	28
Table 3 Base Plate Materials	33
Table 4 Anchor Rod Materials	33
Table 5 Diámetro de agujero, diámetro y espesor de arandelas.	34
Table 6 Barra de Anclaje (Solo barra) Fuerza disponible, kips.....	35
Table 7 Barra de Anclaje con tuerca hexagonal.	35
Table 8 Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales.....	49
Table 9 Distancia mínima de borde para pernos	49
Table 10 Coeficiente de Electrodo	55
Table 11 Coeficiente C	55
Table 12 Espesor de la platina.....	56
Table 13 Esfuerzo de ruptura del perno.....	57
Table 14 Propiedades de la sección de acero	74
Table 15 Propiedades del concreto ($F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$).....	75
Table 16 Sobrecargas admisibles con concreto $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	75
Table 17 Propiedades de la sección de acero	76
Table 18 Propiedades del concreto ($F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$).....	76
Table 19 Sobrecargas admisibles con concreto $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	77
Table 20 Propiedades de la sección de acero	78
Table 21 Propiedades del concreto ($F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$).....	78
Table 22 Sobrecargas admisibles con concreto $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	79
Table 23 Ratio entre el módulo de elasticidad del Acero y del Concreto	83
Table 24 Peralte	99
Table 25 Bloque H.....	101
Table 26 Área Tributaria	103
Table 27 Pservicio (kg).....	104
Table 28 Resumen	104
Table 29 Resumen de Espesor de Losa	108
Table 30 Derivas del Bloque H en la Dirección X - EXCEL.....	119
Table 31 Derivas del Bloque H en la Dirección Y - EXCEL.....	119

Table 32	SISMO X – X	122
Table 33	SISMO Y - Y	122
Table 34	Cargas Axiales y Momentos Flectores - EXCEL	128
Table 35	Resumen de Presupuesto de Concreto Armado	176
Table 36	Derivas del Bloque F con techo no inclinado en la Dirección X / Y	187
Table 37	Derivas con techo inclinado en la Dirección X / Y	187
Table 38	Cuadro comparativo de derivas	188
Table 39	Características geométricas Perfil W12X50 – ETABS	189
Table 40	Características geométricas Perfil W12X50 – ETABS	189
Table 41	Sobrecargas Admisibles (Kg/m ²) con concreto f'c=210 Kg/cm ²	242
Table 42	Resumen de Presupuesto de Acero	265
Table 43	COMPARACION PRESUPUESTAL	267

INDICE DE FIGURAS

Figure 1.....	14
Figure 2.....	15
Figure 3 Diagrama de interacción	16
Figure 4 Detalle de un muro de albañilería confinada.....	18
Figure 5 Clase de Unidad de Albañilería.....	21
Figure 6 Disposición de los ladrillos	21
Figure 7 Limitaciones en el uso de la Unidad de Albañilería	22
Figure 8 Falla de deslizamiento.....	23
Figure 9 Falla por corte	23
Figure 10 Falla por flexión	24
Figure 11 Asentamiento Diferencial.....	24
Figure 12.....	25
Figure 13.....	25
Figure 14.....	26
Figure 15 Detalle de conexión placa base.	32
Figure 16 Dimensiones de la Placa Base.....	38
Figure 17 Columna con placa base cuando $e \leq e_{crit}$	40
Figure 18 Columna con placa base cuando $e \geq e_{crit}$	42
Figure 19 Cono de concreto en planta para una sola barra.....	45
Figure 20.....	47
Figure 21 Conexión de placa soldada.....	50
Figure 22 Gusset Plate.....	60
Figure 23 Gusset Plate, diseño geométrico	64
Figure 24.....	64
Figure 25 Conexión Completamente Restringida	66
Figure 26 Conexión Parcialmente Restringida.....	66
Figure 27 Clasificación de la Conexión en función a su Rigidez.....	67
Figure 28 Platina.....	68
Figure 29 Bold Force Model	69

Figure 30 Placa Colaborante AD-900	74
Figure 31 Placa Colaborante AD-600	76
Figure 32 Placa Colaborante AD-730	77
Figure 33 Perfil placa Colaborante AD-730.....	78
Figure 34.....	81
Figure 35.....	84
Figure 36.....	84
Figure 37.....	87
Figure 38 Plano de Arquitectura 1er Piso.....	95
Figure 39 Plano de Arquitectura 2do Piso.....	96
Figure 40.....	100
Figure 41 Áreas Tributarias.....	103
Figure 42 Propiedades del Concreto – SAP 2000	110
Figure 43 Propiedades del Acero de refuerzo – SAP 2000	110
Figure 44 Propiedades de Albañilería – SAP 2000	111
Figure 45 Modelamiento Bloque H – SAP 2000.....	112
Figure 46 Peso sísmico – SAP 2000.....	112
Figure 47 Patrón de Carga para el Sismo en X – SAP 2000	115
Figure 48 Patrón de Carga para el Sismo en Y – SAP 2000	115
Figure 49 Espectro de Pseudoaceleracion Dirección X – SAP 2000	116
Figure 50 Espectro de Pseudoaceleracion Dirección Y – SAP 2000	117
Figure 51 Caso de Carga para el sismo en la Dirección X – SAP 2000.....	117
Figure 52 Caso de Carga para el sismo en la Dirección Y – SAP 2000.....	118
Figure 53 Combinación 1 – SAP 2000.....	120
Figure 54 Combinación 2 – SAP 2000.....	120
Figure 55 Combinación 3 (Carga Muerta Estática XX) – SAP 2000.....	121
Figure 56 Combinación 3 – SAP 2000.....	121
Figure 57 Combinación 4 (Carga Muerta Estática YY) – SAP 2000.....	121
Figure 58 Modelo de la Escalera del Bloque H – SAP 2000	123
Figure 59 Detalle C1	125
Figure 60 Propiedades del concreto – SAP 2000	125
Figure 61 Dimensiones y aceros de la Columna T.....	126

Figure 62 Curva de Iteración 1 – SAP 2000.....	126
Figure 63 Curva de iteración 2 – SAP 2000.....	127
Figure 64 Curva de Iteración 3 – SAP 2000.....	127
Figure 65 Curva de Iteración 4 – SAP 2000.....	128
Figure 66 Diagrama de Iteración para el Eje “X” – EXCEL.....	129
Figure 67 Diagrama de Iteración para el Eje “Y” - EXCEL	129
Figure 68 Detalle de la Columna C - 1.....	131
Figure 69 Momentos Flectores.....	132
Figure 70 Fuerza Cortante	138
Figure 71 Detalle del Refuerzo en la Viga VP-5 (30X45).....	139
Figure 72 Losas aligeradas	140
Figure 73 Escalera de los módulos de dos pisos	148
Figure 74 Escalera Primer Tramo.....	149
Figure 75 Escalera Segundo Tramo.....	150
Figure 76 Cargas del Primer y Segundo Tramo	152
Figure 77 Presiones ejercidas sobre la Cimentación	159
Figure 78 Propiedades del Concreto – ETABS.....	179
Figure 79 Propiedades del Acero de refuerzo – ETABS.....	180
Figure 80 Modelo Techo inclinado Bloque F – ETABS	181
Figure 81 Modelo Techo no inclinado Bloque F – ETABS.....	181
Figure 82 Peso sísmico – ETABS	182
Figure 83 Patrón de Carga para el Sismo en X – ETABS.....	184
Figure 84 Patrón de Carga para el Sismo en Y – ETABS.....	184
Figure 85 Espectro de Pseudoaceleracion Dirección X – ETABS.....	185
Figure 86 Espectro de Pseudoaceleracion Dirección Y – ETABS.....	185
Figure 87 Caso de Carga para el sismo en la Dirección X – ETABS	186
Figure 88 Caso de Carga para el sismo en la Dirección Y – ETABS	186
Figure 89.....	203
Figure 90.....	203
Figure 91.....	207
Figure 92.....	218
Figure 93.....	225

Figure 94.....	229
Figure 95.....	244

DEDICATORIA

En primer lugar, le dedicamos este trabajo a Dios por ser nuestra guía espiritual que nos conduce siempre hacia el camino del bien y del éxito. Y por darnos la bendición de tener a nuestros padres con vida y salud. Al igual que todas esas personas que nos apoyaron y confiaron en nosotros.

A nuestros padres, quienes a lo largo de nuestra vida se han preocupado por nuestro bienestar y educación, siendo nuestro apoyo en todo momento, depositando su confianza en cada reto que se nos ha presentado sin dudar un solo momento.

A la Universidad Privada Antenor Orrego en cuyas aulas logramos nuestra formación profesional y humana.

A la Facultad de Ingeniería y a su personal docente por su calidad educativa y profesional que guiaron nuestro aprendizaje a lo largo de estos 5 años.

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por bendecirnos la vida, por guiarnos a lo largo de nuestra existencia, por ser el apoyo y la fortaleza en aquellos momentos de dificultad y debilidad.

Gracias a nuestros padres, por ser los principales promotores de nuestros sueños, por confiar y creer en nuestras expectativas, por los consejos, valores y principios que nos han inculcado.

Agradecemos a nuestros docentes de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Privada Antenor Orrego, por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de nuestra profesión.

INTRODUCCIÓN

El Perú en la actualidad presenta un gran potencial en el sector de la construcción, siendo reflejado en el aumento de empresas en este rubro, y a la alta demanda de proyectos ingenieriles.

Pudiéndose tener la idea que el avance y la innovación en la construcción está presente y evolucionando constantemente.

En la presente tesis se han planteado dos diseños diferentes de una misma Institución Educativa, uno en concreto armado y el otro en acero, de los cuales se obtendrá un presupuesto total y se hará una comparativa de rentabilidad en el área de costos, permitiendo a los pobladores la capacidad de tener opciones de rentabilidad y elección para una construcción con mayores beneficios.

El Diseño en Acero es una de las alternativas más efectivas y a la vez poco conocida que hace algunos años se ha venido implementando en el Perú, principalmente en la capital, siendo destinada únicamente a la construcción de galpones o naves industriales, sin embargo, lo que acontece fuera de esta es una realidad completamente distinta, este nuevo método constructivo no se ve reflejado en otros departamentos, como es el caso de Cajamarca debido al escaso conocimiento del diseño y a la construcción de este tipo de estructuras.

Se realizará una Comparación Económica entre ambos presupuestos, se explicarán las ventajas y desventajas y se buscare poder establecer con evidencias cuál es la alternativa más confiable, económica y duradera.

RESUMEN

Debido al poco conocimiento que existe en la actualidad sobre la diferencia presupuestal entre el diseño estructural en concreto armado y en acero, en la presente tesis se ha buscado efectuar un Análisis Comparativo Presupuestal entre los Diseños en Concreto Armado y en Acero de la Institución Educativa N82629 del Caserío de Totorillas, Distrito de Guzmango – Contumaza – Cajamarca como un aporte social.

El proyecto base es una Institución Educativa ubicado en el Caserío de Totorilla en el departamento de Cajamarca con un área aproximada de 4046.72 m² el cual se desarrollará a partir del proyecto de arquitectura ya realizado, este cuenta con los niveles de Inicial, Primaria y Secundaria. Para un mejor análisis se ha visto oportuno dividir el proyecto en diez bloques, tres bloques en inicial, cuatro en primaria y tres en secundaria.

Para el Concreto Armado se inició con un predimensionamiento de columnas, vigas, zapatas, losas, entre otros; seguidos de un análisis por medio del programa SAP2000 /ETABS , el diseño y metrado de los elementos estructurales se realizó con programas como EXCEL 2016 y MATHCAD PRIME.

Con respecto a las normativas, nos guiaremos de la filosofía de diseño de la Norma Técnica Peruana E-060 de Diseño de Concreto Reforzado, para el Análisis Sismo Resistente usaremos de guía la Norma Técnica Peruana E-030.

Para Acero, se utilizó la misma estructuración y los mismos programas que en Concreto Armado. Sin embargo, en normativas hubo variaciones, se trabajó con la filosofía de Diseño Estructural en Acero planteada por la Norma Técnica Peruana E-090 usando los métodos ASD y LRFD de Diseño de Acero, está fue complementada con la Norma Americana ANSI/AISC 360-10. Para el Análisis Sismo Resistente, se trabajó con la misma norma que en Concreto Armado, la E-0.30.

Para el cálculo presupuestal de ambos diseños, se usó el Reglamento Nacional de Edificaciones para observar todas las partidas necesarias en su elaboración y a la vez, este se hizo en el programa de S10 COSTOS Y PRESUPUESTOS

ABSTRACT

Due to the current lack of knowledge about the budgetary difference between the structural design in concrete and steel, this academic degree has sought to make a comparative Budget analysis between the Designs in reinforced concrete and steel of the Educational Institution N82629 of Totorillas Hamlet, Guzmango District – Contumaza – Cajamarca as a social contribution.

The basic project is an Educational Institution located in the Totorillas Hamlet in the department of Cajamarca with an approximately area of 4046.72 m² which will be developed from the architectural project already carried out, this one has the levels of Inicial, Primary and Secondary. For a better analysis it has been timely to divide the project into ten blocks, three blocks into initial, four in primary and three in secondary.

For the reinforced concrete, we start with a pre-dimensioning of columns, beams, slabs, among others; followed by an analysis through the SAP2000 program, the structural elements were designed and metered with programs such as EXCEL 2016 and MATHCAD PRIME

With regard to the standards, we will guide of the design philosophy of Peruvian Technical Standard E-060 of Reinforced Concrete Design, for the Resistant Sims Analysis we will use the Peruvian Technical Standard E-030 as a guide.

For Steel, we use the same structure and programs as in Reinforced Concrete were used. However, in some standards there were variations. We worked with the structural design philosophy in steel proposed by the Peruvian Technical Standard E-090 using the ASD and LRFD methods of steel design, this was supplemented with American Standard ANSI/AISC 360-10. For the Resilient Sims Analysis, work was done with the same standard as in Reinforced Concrete, E-0.30.

For the budget calculation of both designs, the National Building Standard were used to observe all the necessary items in their development and at the same time, this was done in the S10 COSTS AND BUDGETS program.

CAPITULO I: ASPECTOS INFORMATIVOS

I. REALIDAD PROBLEMÁTICA

El Perú en la actualidad presenta un gran potencial en el sector de la construcción, siendo reflejado en el aumento de empresas en este rubro, y a la alta demanda de proyectos ingenieriles. Pudiéndose tener la idea que el avance y la innovación en la construcción está presente y evolucionando constantemente.

Sin embargo, la gran mayoría de edificaciones y proyectos en todo el país para diversos servicios en especial el de Centros Educativos, presentan un proceso constructivo simple, repetitivo y convencional; siendo este el de albañilería confinada o en algunos casos concreto armado. Aunque en los últimos años la alta demanda ha contribuido en la búsqueda de nuevos métodos constructivos, la realidad es otra.

El Diseño en Acero es una de las alternativas más efectivas y a la vez poco conocidas que hace algunos años se ha venido implementando en el Perú, principalmente en la capital, sin embargo, lo que acontece fuera de esta es una realidad completamente distinta, este nuevo método constructivo no se ve reflejado en otros departamentos, como es el caso de Cajamarca debido al escaso conocimiento del diseño y a la construcción de este tipo de estructuras.

Existen muchos factores que pueden ser los causantes a que este tipo de diseño aún no se haya implementado, se sabe que, en el departamento de Cajamarca, existe una gran carencia en la disponibilidad en materiales, lo que conlleva a trasportar grandes cantidades desde el proveedor, que muchas veces se encuentra en localidades alejadas. El acceso a viertas zonas, se vuelve un problema adicional, y como solución se opta por el alquilar de acémilas para que diariamente transporte los materiales ya que ni camionetas, camiones o tráileres pueden pasar por las trochas para poder llegar a estos centros poblados; esto unido a las intensas lluvias, la falta de mano de obra calificada, buenos carpinteros, cerrajeros, vidrieros, hacen que los costos para este diseño se eleven. Además, podemos destacar la poca capacidad portante que tienen los suelos en la región de la sierra.

Pero lo cierto es que no existen estudios detallados del impacto positivo que a largo plazo pueden brindar un Diseño en Acero. Es muy probable que la construcción en acero resulte con un costo bajo o alto, puede que sea más eficiente y rápida al momento de construir; y

estructuralmente hablando, mucho más segura en comparación que con una construcción convencional como la ya mencionada antes.

Por medio de esta tesis lo que se busca es demostrar que tipo de diseño estructural es más viable para una Institución educativa en el departamento de Cajamarca que permita tener datos precisos del rango presupuestal que conlleva construir ambos diseños, tanto en concreto armado y en acero, permitiendo a sus pobladores la capacidad de tener opciones de rentabilidad y elección para una construcción con mayores beneficios.

Es importante y necesario crear y propiciar una nueva alternativa, línea de pensamiento estratégico de la Ingeniería postmodernista, permitiendo a las universidades beneficiar a sus estudiantes con la asignatura de estructuras metálicas que se desarrollaría de una forma más integral y completa, con la finalidad de mejorar la calidad de los alumnos egresados de la carrera de ingeniería civil.

II. FORMULACION DEL PROBLEMA

¿Cuál es la alternativa más económica entre los diseños en concreto armado y en acero de la Institución Educativa N82629 del Caserío Totorillas, distrito de Guzmango – Contumaza – Cajamarca como aporte social?

III. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACION

OBJETIVO GENERAL

“Efectuar un Análisis Comparativo Presupuestal entre los Diseños en Concreto Armado y en Acero de la Institución Educativa N82629 del Caserío de Totorillas, Distrito de Guzmango – Contumaza – Cajamarca como aporte social”

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un Diseño en Concreto Armado de la Institución Educativa N82629.
- Realizar un Diseño en Acero de la Institución Educativa N82629.
- Calcular el presupuesto total del proyecto para el Diseño en Concreto Armado.
- Calcular el presupuesto total del proyecto para el Diseño en Acero.

- Realizar una Comparación Económica entre ambos presupuestos, establecer las ventajas, desventajas y poder establecer con evidencias cuál es la alternativa más confiable, económica y duradera.

IV. JUSTIFICACION DEL ESTUDIO

Este proyecto se justifica debido al poco conocimiento que existe en la actualidad sobre la diferencia presupuestal entre el diseño estructural en concreto armado y en acero.

En el presente estudio se realizará un Análisis Comparativo Presupuestal entre los Diseños en Concreto Armado y en Acero de la Institución Educativa N82629 del Caserío de Totorillas, Distrito de Guzmango – Contumaza – Cajamarca como aporte social, permitiendo así detallar de manera precisa si el Diseño en Acero es una alternativa viable económicamente, pudiendo convertirse en los próximos años en una nueva manera de construir, brindando alternativas más accesibles y beneficiosas para el departamento de Cajamarca en el sector de la construcción.

V. MARCO DE REFERENCIA

ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACION:

ANTECEDENTE NACIONAL:

Título: “ANALISIS COMPARATIVO TECNICO - ECONOMICO DE UN HOSPITAL DE 7 PISOS DISEÑADO EN CONCRETO ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL USANDO AISLADORES SISMICOS”

Autor: Luis Alberto Torres Flores

Fecha: Febrero del 2019

Conclusión: “En la tesis citado, el Ing. Luis Alberto Torres Flores concluye que el modelo de concreto armado es mucho más viable en su diseño, sin embargo, pide tener en cuenta que los resultados para ambos diseños son bastantes cercanas (93% y 86%), de esta manera se podría plantar que ambas estructuras son óptimas para su ejecución.”

ANTECEDENTE REGIONAL:

Título: “DISEÑO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE DOS NIVELES EMPLEANDO ACERO ESTRUCTURAL EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA”

Autor: Jorge Fernando Condori Montero

Fecha: Noviembre del 2013

Conclusión: “Los cálculos estructurales tanto de concreto armado como de acero fueron satisfactorios, el cálculo del presupuesto dio una referencia del costo económico para la construcción, de esa manera se pudo hacer una pequeña comparación entre costos con otras viviendas de concreto armado; por otra parte, el cronograma de ejecución de obra permitirá controlar el avance de la obra e indicará los tiempos. Estos parámetros otorgan una visión diferente cuando se construyen viviendas.”

ANTECEDENTE INTERNACIONAL:

Título: “ANALISIS COMPARATIVO ECONOMICO DE UNA VIVIENDA DE ESTRUCTURA DE ACERO Y UNA DE ESTRUCTURA CONVENCIONAL”

Autor: Arq. Jonathan Paul Zambrano Songora.

Fecha: febrero del 2017

Conclusión: “En la tesis propuesta el Arq. Jonathan Paul Zambrano Sangra demostró que una vivienda con estructura de acero brinda un análisis de costos más ventajoso en comparativa que una estructura convencional, obteniendo un 5% a favor en el total del valor de la obra en base al presupuesto, además a esta ventaja se le suma el ahorro de tiempo y dinero, siendo la alternativa más favorable.

Para llegar a los resultados del presupuesto de análisis de costo y mano de obra, empleo la revista de la cámara de la construcción 2017 y la experiencia profesional.”

MARCO TEÓRICO:

NORMAS Y CONDICIONES GENERALES DE DISEÑO:

Para el análisis y diseño estructural de la edificación se utilizó las normas correspondientes del capítulo de Estructuras en el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente hasta la fecha. A continuación, se detallan las condiciones generales para el diseño que se utilizaron del reglamento en el desarrollo de esta tesis:

NORMA E0.20 CARGAS:

De esta norma se extraen los valores de las cargas de gravedad que se recomiendan para el diseño de la edificación.

Carga Muerta

- Peso de Concreto Armado 2400 kgf/cm²
- Peso de Losa Alig. Bidireccional de h=25 cm 350 kgf/cm²
- Peso de Piso Terminado 100 kgf/cm²
- Peso de Tabique de Ladrillo con Tarrajeo 19 kgf/m² /cm 1.4.1.2.

Carga Viva

De acuerdo a la Tabla 1 de la Norma E020, considerando que el edificio será utilizado por parte del Ministerio Público, se optó por clasificar las áreas de la siguiente manera:

- Oficinas 250 kgf/cm²
- Salas de archivo 500 kgf/cm²
- Laboratorios 300 kgf/cm²
- Baños 300 kgf/cm²
- Corredores y Escaleras 400 kgf/cm²
- Tabiquería móvil (altura completa) 100 kgf/cm²

NORMA E0.30 DISEÑO SISMORESISTENTE:

Esta norma establece las condiciones mínimas que el edificio debe cumplir para que tenga un comportamiento sísmico acorde a la filosofía y los principios del diseño sismo resistente.

El cálculo de las fuerzas sísmicas se realizó en base a un análisis dinámico modal espectral, según lo señala la norma E030 para este tipo de edificaciones, donde se consideró que las fuerzas sísmicas actúan en las dos direcciones principales de la estructura.

La norma recientemente actualizada ofrece ciertos cambios en los factores que se utilizan para la obtención del espectro de diseño. Dichos cambios podrán ser apreciados en el proceso de

NORMA E0.50 SUELOS Y CIMIENTOS:

De acuerdo al artículo 3 de esta norma, es de carácter obligatorio realizar un estudio de suelos para conocer las propiedades del suelo.

Sin embargo, solo por fines académicos, se optó por asumir los parámetros necesarios de un Estudio de Mecánica de Suelos para el diseño de cimentaciones y el empuje de los muros de sótano.

- Capacidad portante del suelo: 0.9 kg/cm²
- Ángulo de fricción 30°
- Densidad del suelo 1.72 kg/cm³
- Tipo de suelo Limo – Arcilloso (ML – CL)
- Profundidad del suelo: 1.20 m

NORMA E0.60 CONCRETO ARMADO:

Esta norma establece los requerimientos y exigencias que se deben cumplir en el análisis y diseño estructural de la edificación, así como el contenido que deben tener los planos del proyecto. La norma E060, en el capítulo 8 señala las condiciones generales para el análisis y diseño en concreto armado. Como condiciones generales, en este capítulo de la tesis solo se mencionarán las propiedades de los materiales a utilizar para el diseño en concreto armado. Los criterios y fórmulas que ofrece la norma serán citadas cuando éstas sean aplicadas a lo largo del desarrollo de la tesis. Las propiedades de resistencia de los materiales que participan en la construcción con concreto armado son las siguientes:

Concreto

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 15000\sqrt{f'c}$
- Módulo de Poisson del concreto $\nu = 0.15 - 0.20$
- Módulo de corte del concreto $G_c = E_c/2.3$

Acero de Refuerzo

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ (Acero Grado 60)
- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo $E_s = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$

CONCRETO ARMADO:

REQUISITOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO:

El método de diseño de los elementos de concreto armado estará de acuerdo a las disposiciones emitidas por el Reglamento Nacional de Edificaciones, utilizando los factores de carga y reducción estipuladas en esta.

Los valores dados a las cargas de servicio han sido obtenidos de la Norma E0.20 Cargas y la E0.30 Diseño Sismo resistente. Las cargas de gravedad se podrán combinar de acuerdo a lo siguiente, La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva aplicada simultáneamente en todos los tramos.

REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO:

Los elementos estructurales han obtenido en todas sus secciones resistencias por lo menos iguales a las requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la RNE.

Recubrimientos:

- Concreto en contacto con el suelo o expuesto al ambiente: Losas: 2,5 cm
- Muros: 2,5 o 3 cm
- Vigas y columnas: Refuerzo principal: 4,0 cm
- Estribos y espirales: 2,5 cm
- Otros elementos: 4,0 cm

METODO DE DISEÑO:

Para el diseño de los elementos de concreto armado se utilizará del método de Diseño por Resistencia, por ello se le aplicaran factores de amplificación a las cargas de servicio, y factores de reducción de resistencia nominal a la sección del elemento.

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

Table 1 Combinaciones de carga por gravedad-sismo y factores de reducción

COMB1	1.4CM + 1.7CV	
COMB2	1.25(CM + CV) + CS	
COMB3	1.25(CM + CV) – CS	
COMB4	0.9CM + CS	
COMB5	0.9CM – CS	
N°	Caso de carga	Φ
1	Flexión sin carga axial:	0.90
2	Flexión con carga axial de tracción	0.90
3	Flexión con carga axial de compresión y para flexión sin compresión	
	3.1 Elementos con refuerzo en espiral	0.75
	3.2 Otros elementos	0.70
4	Cortante sin y con torsión	0.85
5	Aplastamiento en el concreto	0.70

FUENTE: Norma Técnica Peruana E.060

FLEXIÓN:

Para todo elemento sometido a flexión, excepto zapatas y losas, que requiera un refuerzo de acero, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1,5 veces el momento de agrietamiento de la sección no agrietada M_{cr} , donde:

$$M_{cr} = f_r I_g / Y_t, \quad f_r = 2(f'c)^{1/2}$$

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$\{ [0,7 (f'c)^{1/2}] / f_y \} (b d)$$

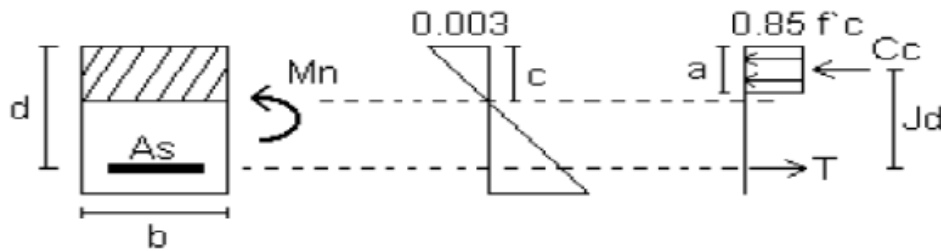
La distribución de refuerzos de tracción por flexión estará dada adecuadamente en las zonas de tracciones máximas, de tal modo que se tendrá que obtener un valor Z menor o igual a 31000 Kg/cm para condiciones de exposición interior y menor o igual a 26 000 Kg/cm para condiciones de exposición exterior. El valor Z se calculará mediante la expresión:

$$Z = f_s (d c A')^{1/3}$$

DISEÑO POR FLEXION:

El diseño por flexión habla sobre brindar una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas ultimas. Del equilibrio en el bloque equivalente de compresiones y tomando momentos en el punto de la resultante T se obtiene:

Figure 1



FUENTE: Norma Técnica Peruana E.060

$$T = A_s \times F_y = 0.85 \times f'c \times b \times a \dots \dots \dots (I)$$

Donde:

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{p \times d \times f_y}{0.85 \times f'c}$$

$$Si = w = p \times \frac{f_y}{f'c} \rightarrow a = \frac{w \times d}{0.85}$$

$$A_s = b \times d \times p$$

$$Jd = d - \frac{a}{2} = d - \frac{0.85 \times c}{2}$$

$$M_u = J \times C_c = (0.85 \times f'c \times b \times a) \times \left(d - \frac{0.85 \times c}{2} \right) \dots \dots \dots (II)$$

Reemplazando (I) en (II):

$$M_u = 0.85 \times f'c \times b \times \left(\frac{w \times d}{0.85} \right) \times \left[d - \frac{1}{2} \times \left(\frac{w \times d}{0.85} \right) \right] \dots \dots (Ec. 1)$$

Flexión: $\phi = 0.90$

$$M_u = 0.90 \times f'c \times b \times d^2 \times w(1 - 0.59 \times w) \dots \dots (Ec. 2)$$

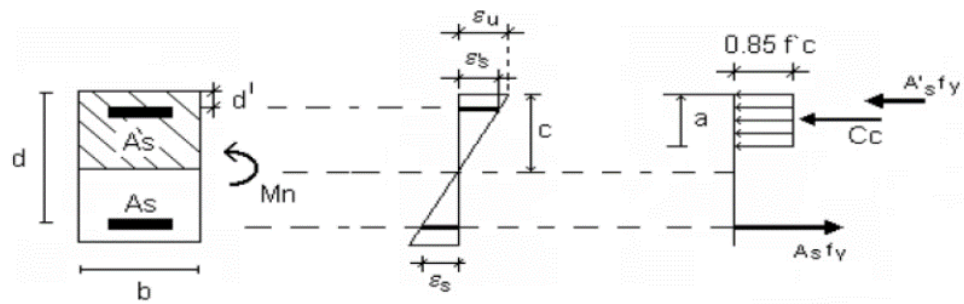
Ecuación de diseño:

$$A_s = w \times b \times d \times \frac{f'c}{f_y} \dots \dots (\text{Ec. 3})$$

Las ecuaciones presentadas anteriormente son de usos generales. Sin embargo, cabe señalar que se tendrá consideraciones particulares dependiendo del elemento estructural.

Así mismo cabe mencionar que en algunas vigas los esfuerzos internos son tan altos que el área de acero en tracción requerida supera el valor máximo permitido; en estos casos se recurre al aporte del acero en compresión, que aumenta la resistencia de la sección.

Figure 2



Donde:

$$a = \frac{(A_s - A's) \times f_y}{0.85 \times f'c \times b} \dots \dots (\text{Ec. 4})$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi}$$

$$Mu = 0.9 \times \left[A's \times f_y \times (d - d') + (A_s + A's) \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \dots \dots (\text{Ec. 5})$$

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN:

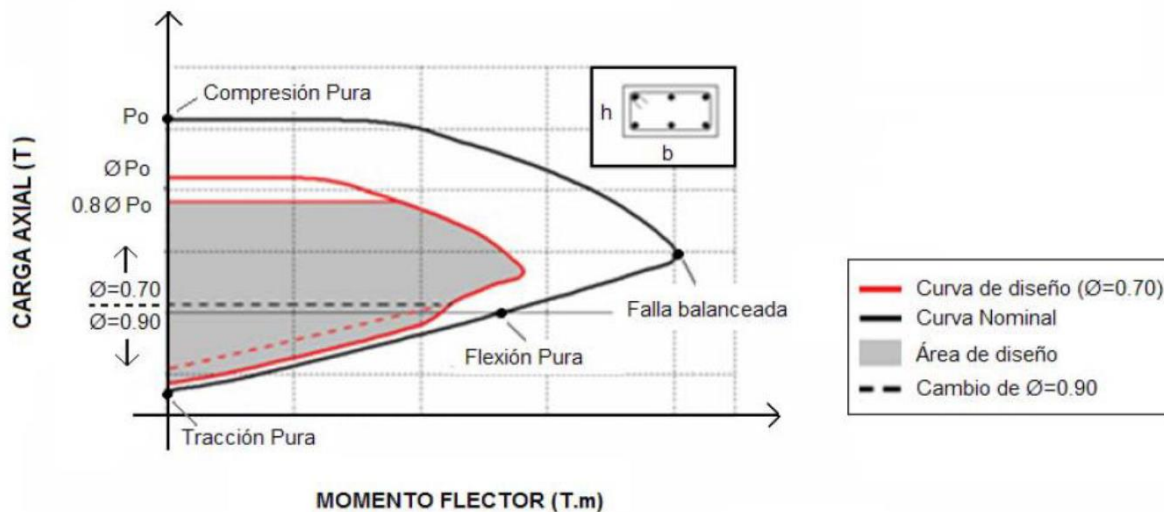
Para los elementos estructurales que están sujetos a flexocompresión con una carga de diseño P_n menor a $0,10 f'c A_g$, el refuerzo máximo proporcionado deberá cumplir con lo mencionado anteriormente. La resistencia de diseño (P_n) de elementos en compresión no se tomará mayor que:

Para elementos con estribos:

$$P_n (\text{máx}) = 0,80 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] \dots \dots (\text{Ec. 6})$$

Dada una sección de un elemento de concreto, con una determinada armadura de acero, existen combinaciones de momento flector y carga axial que la hacen fallar. Lo que se busca en el diseño por flexocompresión es determinar el lugar geométrico de estas combinaciones (M_u , P_u) que agotan la capacidad de la sección; a este conjunto de puntos se le denomina Diagrama de Interacción.

Figure 3 Diagrama de interacción



Fuente: Pajares Cabrera y Leon Vargas (2009). Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles.

RIGIDEZ Y MÓDULO DE ELASTICIDAD:

El Reglamento Nacional de Edificaciones estipula que se podrá adoptar cualquier suposición razonable para el cálculo de las rigideces relativas a flexión y a torsión de columnas, muros y sistemas de pisos y techos.

$$E_c = 15\,000 (f'_c)^{1/2} \text{ (Kg/cm}^2 \text{)}, E_s = 2 \times 10^6 \text{ (Kg/cm}^2 \text{)}$$

DISEÑO POR CORTANTE Y TORSIÓN:

La resistencia del refuerzo por torsión será proporcionada en adición al refuerzo requerido por corte, flexión y fuerzas axiales.

El refuerzo requerido por torsión podrá combinarse con el que se requiera para otras fuerzas internas, siempre que el área suministrada sea menos igual a la suma de las áreas requeridas individualmente para cada efecto y se cumpla con los requisitos más estrictos para la colocación y el espaciamiento.

El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo para torsión no deberá exceder de 4200 kg/cm².

Todo elemento o sección que esté sometida a fuerzas cortantes se dotara de una resistencia nominal mayor a lo requerido por las cargas últimas actuantes.

Donde V_u es la resistencia última que afecta la sección y V_n es su resistencia nominal. V_n está determinada por el aporte del concreto en compresión y el aporte del refuerzo, de manera que:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

La resistencia del concreto al corte depende de las condiciones de carga del elemento. Para un elemento sometido únicamente a corte y flexión se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \dots \dots (\mathbf{Ec. 7})$$

Cuando la fuerza V_u exceda la resistencia del concreto en compresión de la sección es cuando debemos colocar refuerzo, de manera que:

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \dots \dots (\mathbf{Ec. 8})$$

CONCRETO SIMPLE:

El concreto simple será limitado a todo elemento que se encuentra apoyado sobre el sueño o soportados por otros elementos estructurales capaces de proveer un apoyo vertical continuo. Todos los materiales que se empleen para la fabricación del concreto simple (cemento, agregados, agua, aditivos, etc.) deberán cumplir los mismos requisitos que para concreto

armado. La resistencia mínima del concreto simple para fines estructurales medida en testigos cilíndricos a los 28 días de edad será de 140 Kg/cm².

El reglamento Nacional De Edificaciones en el capítulo E0.60 de concreto armado. estipula que el concreto Ciclopeo tendrá una resistencia mínima del concreto de la matriz de:

$$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2.$$

La piedra desplazadora no excederá del 30% del volumen total de concreto ciclópeo y será colocada de manera homogénea y que la mayor dimensión de la piedra desplazadora no excederá de la mitad de la menor dimensión del elemento ni será mayor de 250 mm.

ALBAÑILERÍA CONFINADA:

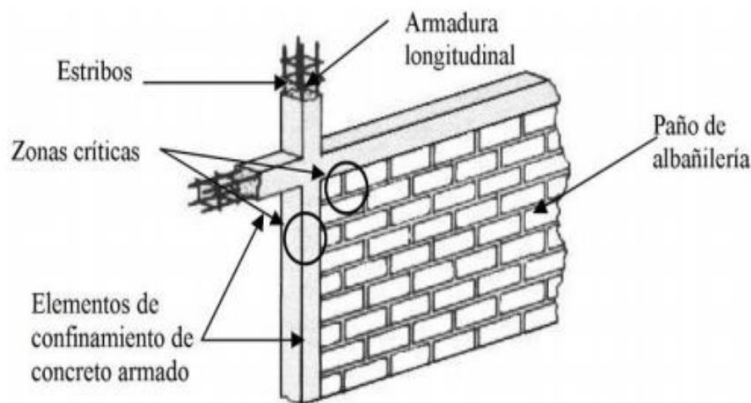
DEFINICIÓN:

Este sistema de construcción consiste en un muro de ladrillos, reforzados en los extremos por columnas de amarre, en la parte superior por una viga de concreto y en algunos casos con un sobre cimienta en la parte inferior; estos están unidos entre sí por un mortero.

Esta característica le brinda mayor ductilidad al muro y sirve como elementos de arriostramiento y confinamiento. Además, es importante mencionar que los elementos de concreto armado son vaciados después de haber construido el muro.

Un muro bien construido es importante por la seguridad que puede dar y también porque puede reducir los costos de acabados.

Figure 4 Detalle de un muro de albañilería confinada



Fuente: (Melquiades.2013. pag. 8)

Requisitos Estructurales mínimos:

La norma Peruana E-070 de albañilería en su capítulo 7, señala la siguiente serie de requisitos generales que deben ser aplicados tanto para edificios compuestos por muros de albañilería armada como confinada.

- a. Espesor Efectivo de Muros:
Para zonas sísmicas 2 y 3

$$t \geq \frac{h}{20}$$

Para zona sísmica 1

$$t \geq \frac{h}{25}$$

Donde h sería la altura libre entre los elementos de arriostre horizontales.

- b. Verificación Densidad de muros:

La densidad mínima de los muros a reforzar para cada dirección del edificio, se deberá obtener mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{\text{Área de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Área de la Planta Típica}} = \frac{\sum L.t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56}$$

(Ec. 9)

Donde:

Z, U, S factores de zona sísmica especificadas en la Norma e030 Diseño de sismorresistente.

N es el número de pisos.

L, la longitud total del muro.

t, es el espesor efectivo del muro

De no cumplirse la expresión, deberá cambiarse el espesor de algunos muros, o agregar placas de concreto armado.

- c. Evaluación de carga axial en los muros:

En la siguiente evaluación se tendrá que comprobar que el esfuerzo Axial máximo σ_m producido por la carga de gravedad máxima de servicio deberá de ser inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L.t} \leq 0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f'_m$$

(Ec. 10)

De no cumplirse la siguiente expresión se deberá mejorar la calidad de albañilería (f'_m), aumentar el espesor de muro, o reducir la magnitud de la carga Axial “ P_m ”

Control de Fisuración:

Esto tiene por objetivo evitar que los muros se fisuren ante la acción de sismos moderador, los cuales son muy frecuentes.

Para cada muro de albañilería deberá de verificarse que en cada entrepiso se tiene que satisfacer la siguiente expresión:

$$V_e \leq 0,55 V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

Donde V_e será la fuerza cortante producida por el sismo en el muro, y V_m la resistencia al agrietamiento diagonal

Resistencia al agrietamiento diagonal:

La resistencia al corte de los muros de albañilería se calculará para cada entrepiso mediante las siguientes ecuaciones:

- Unidades de arcilla y concreto:

$$V_m = 0,5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g \quad (\text{Ec. 11})$$

- Unidades silico-calcareas:

$$V_m = 0,35 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g \quad (\text{Ec. 12})$$

UNIDAD DE ALBAÑILERÍA:

Según la Norma E0.70 del Reglamento Nacional de Edificaciones, la unidad de albañilería son los ladrillos y bloques en cuya elaboración se utiliza arcilla, sílice-cal o concreto, como materia prima. Estas unidades de albañilería pueden ser sólidas, huecas, alveolares o tubulares. Para efectos del diseño estructural, las unidades de albañilería deben tener las características indicadas en la siguiente tabla.

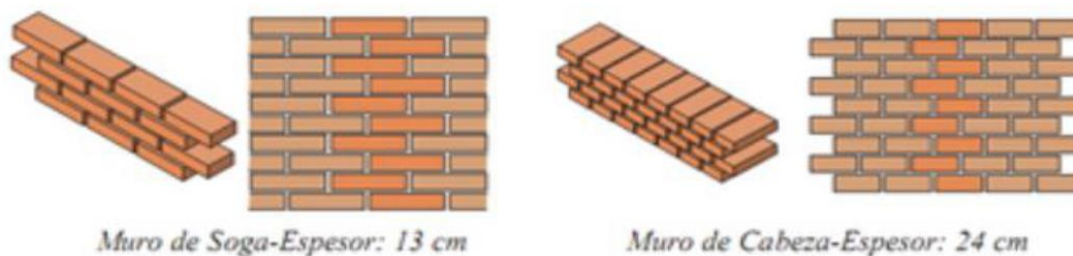
Figure 5 Clase de Unidad de Albañilería

CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSIÓN (Máxima en porcentaje)			ALABEO (Máx. en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN f'_{b} mínimo en Mpa (kg/cm ²) sobre el área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
Ladrillo I	±8	±6	±4	10	4,9 (50)
Ladrillo II	±7	±6	±4	8	6,9 (70)
Ladrillo III	±5	±4	±3	6	9,3 (95)
Ladrillo IV	±4	±3	±2	4	12,7 (130)
Ladrillo v	±3	±2	±1	2	17,6 (180)

Fuente: (Aceros Arequipa S.A., s.f.)

Las medidas de los ladrillos tienen un rango fijo, el cual es: un ancho de 12 a 14 cm, un largo de 23 a 24 cm y un alto de 9 a 10 cm. Debido a esto existen tres formas de colocar el ladrillo al momento de construir el muro: de soga, de cabeza y de canto, siendo las dos primeras las más utilizadas en el medio.

Figure 6 Disposición de los ladrillos



Fuente: (Aceros Arequipa S.A., s.f.)

El uso o aplicación de las unidades de albañilería estará condicionado a lo indicado en la siguiente figura:

Figure 7 Limitaciones en el uso de la Unidad de Albañilería

TIPO	ZONA SÍSMICA 3 Y 4		ZONA SÍSMICA 1 Y 2
	Muro portante en edificios de 4 pisos a más	Muro portante en edificios de 1 a 3 pisos	Muro portante en todo edificio
Sólido Artesanal*	No	Sí, hasta dos pisos	Sí
Sólido Industrial	Sí	Sí	Sí
Tubular	No	No	Sí, hasta 2 pisos

*Las limitaciones indicadas establecen condiciones mínimas que pueden ser exceptuadas con el respaldo de un informe y memoria de cálculo sustentada por un ingeniero civil.

Fuente: (Aceros Arequipa S.A., s.f.)

VENTAJAS Y DESVENTAJAS:

Ventajas

- Buena resistencia a sismos y al agua
- Alta resistencia al fuego
- Buena resistencia ante la compresión
- Está más difundido en el medio

Desventajas

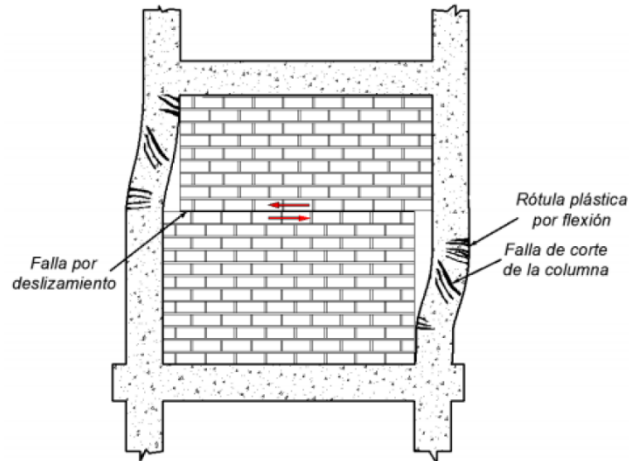
- Genera muchos desperdicios al momento de construir con este sistema.
- Se tienen que tener en cuenta temas como la continuidad vertical o densidad de muros al momento del diseño, sino afectará a la estructura.
- La instalación de tuberías tanto sanitarias como eléctricas resulta complicado.
- Al ser el sistema más difundido la población busca ir por lo fácil y termina “autoconstruyendo”.

TIPOS DE FALLAS:

Falla de deslizamiento por corte:

Es ocasionado por el deslizamiento de la junta horizontal del mortero debido a un problema de adherencia en la junta. Esto provoca un problema llamado “columna corta”. (Melquiades, 2013, pág. 8)

Figure 8 Falla de deslizamiento

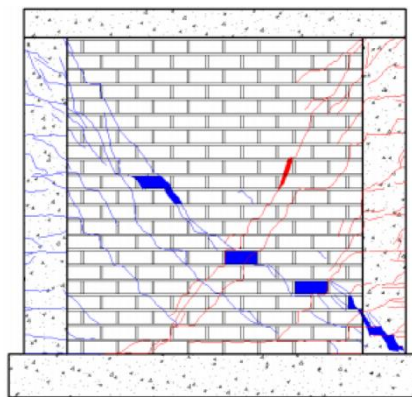


Fuente: (Melquiades, 2013, pág. 9.)

Falla por corte:

Producido por los esfuerzos de tracción diagonal que se generan en el muro. Generalmente se presenta como un agrietamiento en diagonal con un ángulo de 45°.

Figure 9 Falla por corte

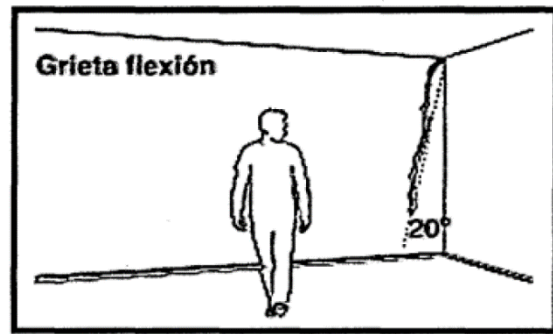


Fuente: (Melquiades, 2013, pág. 9.)

Falla por flexión:

Ocurre mayormente en muros esbeltos y hace que los elementos de confinamiento (columnas y vigas) reciban esfuerzos más altos de los que pueden resistir normalmente. Esta falla se presenta con fisuras o agrietamiento diagonal en el muro.

Figure 10 Falla por flexión

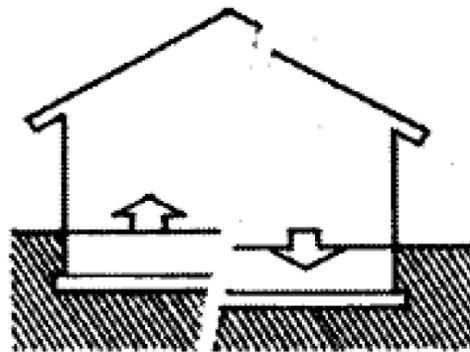


Fuente: (Shaquihuanga, 2014, pág. 19.)

Asentamiento diferencial:

Esto ocurre cuando algunos cimientos se asientan o se levantan ya sea por presencia de agua, falla del terreno, etc. Esto genera que exista una diferencia de altura en la cimentación de la estructura, provocando así problemas en los muros como grietas verticales, y sobretodo genera que toda la edificación quede desnivelada.

Figure 11 Asentamiento Diferencial



Fuente: (Constructor Civil, 2013)

ACERO ESTRUCTURAL:

DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESION:

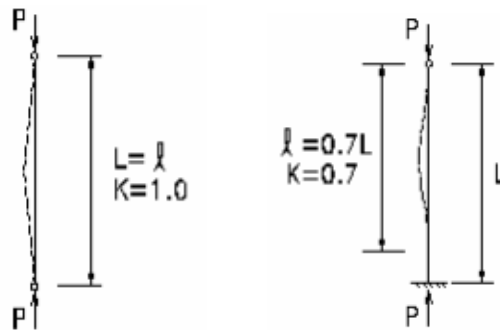
DISPOSICION GENERAL:

La resistencia de diseño en compresión, ϕP_n

LONGITUD EFECTIVA:

Este factor toma en cuenta la longitud real de pandeo de la columna que está influenciada por el grado de restricción o desplazamientos de sus extremos. Si la condición de extremos fuera uno empotrado y el otro articulado, se tendría que (l) sería $0.7 (L)$, es decir:

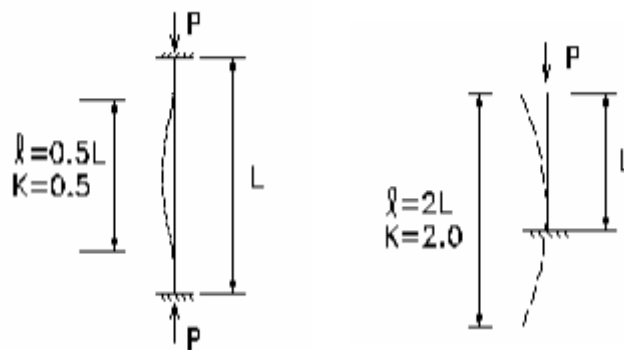
Figure 12



Fuente: Diseño de Acero – Zapata Baglietto

Si la condición fuera para ambos empotrados, K sería 0.5 ; en cambio si el miembro tuviera un extremo libre y el otro completamente empotrado, $K = 2.0$.

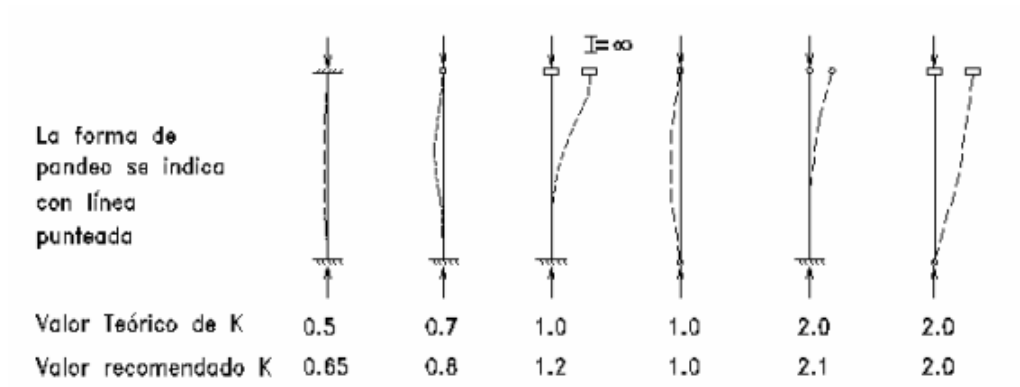
Figure 13



Fuente: Diseño de Acero – Zapata Baglietto

En las figuras siguientes se dan los valores teóricos de K para seis condiciones idealizadas; se dan, asimismo, los valores prácticos para el caso en que las condiciones se asemejen a las idealizadas.

Figure 14



Fuente: Diseño de Acero – Zapata Baglietto

PANDEO POR FLEXION DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS:

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

La tensión de pandeo por flexión, se determina como sigue:

- Cuando: $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

(Ec. 13)

- Cuando: $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

(Ec. 14)

Donde:

F_e = Tensión de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec. 15})$$

RESISTENCIA A COMPRESION, PANDEO TORSIONAL Y FLEJO – TORSIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS:

La resistencia de compresión nominal, Pn, debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

La tensión crítica, Fcr, se determinará de la siguiente manera:

- Para secciones doble ángulo y T en compresión:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (\text{Ec. 16})$$

Para todos los otros casos, Fcr, será determinado por la ecuación previa, en el diseño por pandeo elástico.

Para diseño flexo – torsional, Fe se calculará de la siguiente forma:

- Para miembros con simetría doble:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde:

Ag = area bruta de miembro, cm² (in²)

Cw = constante de alabeo, cm⁶ (in⁶)

G = Modulo elastico de corte del acero = 77200 MPA (11200 Ksi)

J = constante torsional, cm⁴ (in⁴)

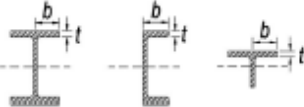
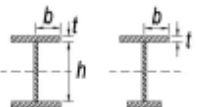
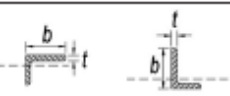
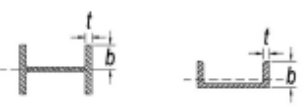


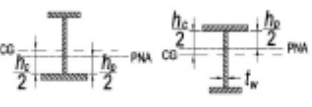
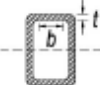

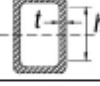

Ix , Iy = momento de inercia en torno a los ejes principales, cm⁴ (in⁴)

DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN:

ESBETEZ EN ALA Y ALMA DE LA SECCION:

La norma AISC 360 – 10, establece parametros de esbeltez limite para las alas y almas para perfiles de seccion H en su siguiente tabla:

Table 2 Elementos en Compresión de miembros en flexión

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos	
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)		
Elementos No-Atiesados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ ^{[a] [b]}	
	12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ^[c] $\left(\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09\right) \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubos redondos.	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$		

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

Donde:

$$\lambda = bf / 2tf \quad (\text{Ec. 18})$$

La siguiente expresion, se comparara con las expresiones de esbeltez limite para ala y alma compacta (**TABLA N°2**) de ser menor a estos, entonces el perfil seleccionado previamente es compacto.

MIEMBROS COMPACTOS DE SECCION H DE SIMETRIA DOBLE :

Esta seccion aplica a miembros de seccion H con simetria doble y canales flectados en torno a su eje mayor, teniendo almas compactas y alas compactas.

La resistencia nominal de flexion, M_n , debe de ser el menor valor obtenido de acuerdo con los limites de fluencia (momento plastico) y pandeo lateral – torsional.

- **Fluencias:**

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado.

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x del perfil, cm³ (in³).

- **Pandeo lateral torsional:**

a. Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral – torsional no aplica.

b. Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ec. 20})$$

c. Cuando $L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{Ec. 21})$$

L_p = Longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

(Ec. 22)

Donde:

E = Modulo de Elasticidad del acero = 200 000 Mpa (29000 ksi)

J = Constante torsional, cm⁴ (in⁴)

S_x = Modulo seccion elástico en torno al eje x, cm³ (in³)

Las longitudes L_p y L_r se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. 23)

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

(Ec. 24)

Donde:

- a. Para secciones W con simetría doble: $c = 1$
- b. Para canales:

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

(Ec. 25)

El valor “ r_{ts} ”, puede ser aproximado conservadoramente de la siguiente manera:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f}\right)}}$$

(Ec. 26)

DISEÑO DE MIEMBROS A CORTE:

MIEMBROS CON ALMAS NO ATIESADAS O ATIESADAS:

RESISTENCIA A CORTE:

Esta sección aplica para las almas de miembros con simetría doble o simple. La resistencia nominal de corte, V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte, es:

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad (\text{Ec. 27})$$

- a. Para almas de miembros laminados de Sección H con:

$$\begin{aligned} h/t_w &\leq 2,24\sqrt{E/F_y} \\ &\text{y } C_v = 1 \end{aligned}$$

- b. Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determinará de la siguiente manera:

1. Cuando:
$$h/t_w \leq 1,10\sqrt{k_v E/F_y}$$

$$C_v = 1,0$$

2. Cuando:
$$1,10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1,37\sqrt{k_v E/F_y}$$

$$C_v = \frac{1,10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (\text{Ec. 28})$$

3. Cuando:
$$h/t_w > 1,37\sqrt{k_v E/F_y}$$

$$C_v = \frac{1,51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde:

A_w = área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, $d \cdot t_w$, cm^2 (in²)

h = La distancia libre entre alas de un perfil W.

tw = espesor del alma, cm (in)

El coeficiente de pandeo por corte del alma, K_y , se determina como se indica a continuación:

- Para almas sin atiesadores transversales y con un $h/t_w \leq 260$, entonces $K_y = 5$
Excepto para el alma de perfiles T donde $K_y = 1.2$

DISEÑO DE CONEXIONES:

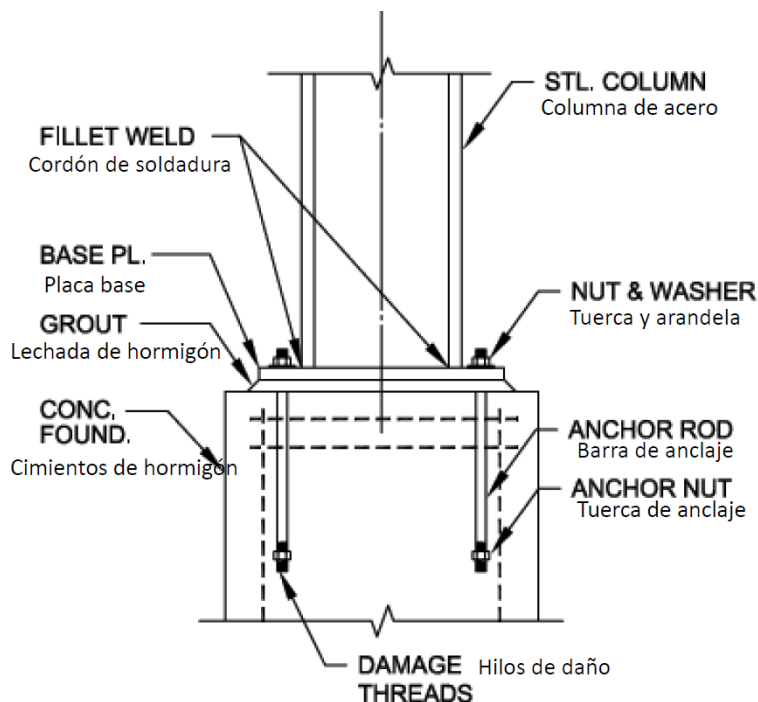
CONEXIÓN PLACA BASE – COLUMNA / BARRAS DE ANCLAJE:

El siguiente procedimiento para placa base y barras de anclaje se basa en la guía de diseño “BASE PLATE AND ANCHOR ROD DESIGN 1 – Second edition” el cual pertenece a la norma AISC.

Las conexiones de la placa base de la columna son la interfaz crítica entre la estructura de acero y los cimientos. Estas conexiones se utilizan en edificios para soportar cargas de gravedad y funcionan como parte de sistemas resistentes a la carga lateral. Adicionalmente, se utilizan para el montaje de equipos y en soportes exteriores de estructuras, donde pueden verse afectadas por vibraciones y fatiga debido a las cargas de viento.

Partes del elemento de análisis:

Figure 15 Detalle de conexión placa base.



Fuente: Base Plate and Anchor Rod Design

La especificación AISC enumera una serie de placas y barras de anclaje que son estructuralmente adecuados para usar en la base de diseños de placa y barras de anclaje.

Según el costo y la disponibilidad, se recomiendan los materiales que se muestran en las siguientes tablas, para el típico diseño de edificios:

Table 3 Base Plate Materials

Thickness (t_p)	Plate Availability
$t_p \leq 4$ in.	ASTM A36 ^[a] ASTM A572 Gr 42 or 50 ASTM A588 Gr 42 or 50
4 in. < $t_p \leq 6$ in.	ASTM A36 ^[a] ASTM A572 Gr 42 ASTM A588 Gr 42
$t_p > 6$ in.	ASTM A36
^[a] Preferred material specification	

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

Table 4 Anchor Rod Materials

Material ASTM	Tensile Strength, F_u (ksi)	Nominal Tensile Stress, ^[a] $F_{nt} = 0.75F_u$ (ksi)	Nominal Shear Stress (X type), ^[a, b] $F_{nv} = 0.50F_u$ (ksi)	Nominal Shear Stress (N type), ^[a, c] $F_{nv} = 0.40F_u$ (ksi)	Maximum Diameter, in.	
F1554	Gr 36 ^[d]	58	43.5	29.0	23.2	4
	Gr 55	75	56.3	37.5	30.0	4
	Gr 105	125	93.8	62.5	50.0	3
A449		120	90.0	60.0	48.0	1
		105	78.8	57.5	42.0	1½
		90	67.5	45.0	36.0	3
A36	58	43.5	29.0	23.2	4	
A307	58	43.5	29.0	23.2	4	
A354 Gr BD		150	112	75.0	60.0	2½
		140	105	70.0	56.0	4
^[a] Nominal stress on unthreaded body for cut threads (based on major thread diameter for rolled threads) ^[b] Threads excluded from shear plane ^[c] Threads included in the shear plane ^[d] Preferred material specification						

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

SOLDADURA DE PLACA BASE:

Los requisitos estructurales para soldaduras de la placa base de columna puede variar mucho entre columnas cargadas solo en compresión y columnas en el que el momento, corte y/o tensión están presentes.

Las soldaduras que sujetan placas base a columnas a menudo se dimensionan para desarrollar la fuerza de las varillas de anclaje en tensión, que a menudo se puede lograr con una relativamente soldadura de filete pequeña.

El espesor de la soldadura debe ser como mínimo de **18mm**. En la unión de la placa con columna y debe ser cordón corrido o continuo.

MATERIAL DE VARILLA DE ANCLAJE:

Como se muestra en la siguiente Tabla, la especificación preferida para el ancla las barras son ASTM F1554, siendo el de grado 36 el más común nivel de fuerza utilizado.

En la Tabla se puede apreciar, el diámetro de agujero que se realizara en la placa base, el diámetro y espesor de la arandela en base al diámetro de la barra de anclaje seleccionada.

Table 5 Diámetro de agujero, diámetro y espesor de arandelas.

Anchor Rod Diameter, in.	Hole Diameter, in.	Min. Washer Dimension, in.	Min. Washer Thickness, in.
3/4	1 5/16	2	1/4
7/8	1 9/16	2 1/2	5/16
1	1 13/16	3	3/8
1 1/4	2 1/16	3	1/2
1 1/2	2 5/16	3 1/2	1/2
1 3/4	2 3/4	4	5/8
2	3 1/4	5	3/4
2 1/2	3 1/4	5 1/2	7/8

Notes: 1. Circular or square washers meeting the size shown are acceptable.
2. Adequate clearance must be provided for the washer size selected.
3. See discussion below regarding the use of alternate 1 1/8-in. hole size for 3/4-in.-diameter anchor rods, with plates less than 1/4 in. thick.

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

Table 6 Barra de Anclaje (Solo barra) Fuerza disponible, kips

Rod Diameter, in.	Rod Area, A_r , in ²	LRFD $\phi R_n, \phi = 0.75$			ASD $R_n / \Omega, \Omega = 2.00$		
		Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips	Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips
5/8	0.307	10.0	12.9	21.6	6.7	8.6	14.4
3/4	0.442	14.4	18.6	31.1	9.6	12.4	20.7
7/8	0.601	19.6	25.4	42.3	13.1	16.9	28.2
1	0.785	25.6	33.1	55.2	17.1	22.1	36.8
1 1/8	0.994	32.4	41.9	69.9	21.6	28.0	46.6
1 1/4	1.23	40.0	51.8	86.3	26.7	34.5	57.5
1 1/2	1.77	57.7	74.6	124	38.4	49.7	82.8
1 3/4	2.41	78.5	102	169	52.3	67.6	113
2	3.14	103	133	221	68.3	88.4	147
2 1/4	3.98	130	168	280	86.5	112	186
2 1/2	4.91	160	207	345	107	138	230
2 3/4	5.94	194	251	418	129	167	278
3	7.07	231	298	497	154	199	331
3 1/4	8.30	271	350	583	180	233	389
3 1/2	9.62	314	406	677	209	271	451
3 3/4	11.0	360	466	777	240	311	518
4	12.6	410	530	884	273	353	589

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

Table 7 Barra de Anclaje con tuerca hexagonal.

Rod Diameter, in.	Rod Area, A_r , in ²	Bearing Area, in ²	Concrete Pullout Strength, ϕN_p		
			Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips
5/8	0.307	0.689	11.6	15.4	19.3
3/4	0.442	0.906	15.2	20.3	25.4
7/8	0.601	1.22	20.5	27.3	34.1
1	0.785	1.50	25.2	33.6	42.0
1 1/8	0.994	1.81	30.4	40.5	50.7
1 1/4	1.23	2.24	37.7	50.2	62.8
1 1/2	1.77	3.13	52.6	70.1	87.7
1 3/4	2.41	4.17	70.0	93.4	117
2	3.14	5.35	90.0	120	150
2 1/4	3.98	6.69	112	150	187
2 1/2	4.91	8.17	137	183	229
2 3/4	5.94	9.80	165	220	274
3	7.07	11.4	191	254	318
3 1/4	8.30	13.3	223	297	372
3 1/2	9.62	15.3	257	343	429
3 3/4	11.0	17.5	294	393	491
4	12.6	19.9	334	445	557

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

AGUJEROS DE ANCLAJE Y ARANDELAS:

El problema de campo más común son las ubicaciones de las barras de anclaje que tampoco encajan dentro del patrón del orificio de la barra de anclaje o no permita que la columna se coloque correctamente.

Los tamaños de orificios recomendados por la AISC para varillas de anclaje se dan en la **TABLA N°5**.

Recomendaciones sobre las arandelas y los agujeros de las barras de anclaje:

- Las arandelas no deberán soldarse a la placa base, excepto cuando las barras de anclaje están diseñadas para resistir el corte en la base de la columna de acero.
- Las arandelas ASTM F436 no se usan en barras de anclaje porque generalmente no tienen tamaño suficiente.
- Las arandelas para barras de anclaje, no necesitan ser endurecidas.

CONSIDERANDO CARGAS AXIALES COMPRESIVAS:

Cuando la base de una columna solo resiste cargas axiales de la columna de compresión, la placa base debe ser lo suficientemente grande para resistir las fuerzas de apoyo desde la placa base (límite de soporte del hormigón), y la placa base debe tener un grosor suficiente (límite de rendimiento de la placa base).

La resistencia del diseño en el concreto se define en la ACI 318-02 como:

$$\phi (0.85 f_c A_1)$$

cuando la superficie de soporte no es más grande que la placa base.

Cuando el área de soporte es mayor que la superficie cargada, entonces la resistencia anterior puede multiplicarse por:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Por lo tanto, se define la fuerza “Pp” como se indica a continuación:

- Para un área de soporte de concreto igual a la superficie cargada:

$$P_p = 0.85 f_c A_1 \quad (\text{Ec. 30})$$

- Para un área de soporte de concreto mayor que la superficie cargada:

$$P_p = (0.85 f_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f_c A_1 \quad (\text{Ec. 31})$$

El método LRFD indica que las ecuaciones anteriores deben multiplicarse por el factor de reducción de resistencia al aplastamiento $\phi_c = 0.65$.

- Para un área de soporte de concreto igual a la superficie cargada:

$$f_{p\max} = 0.85 f_c \quad (\text{Ec. 32})$$

- Para un área de soporte de concreto mayor que la superficie cargada:

$$f_{p\max} = (0.85 f_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f_c \quad (\text{Ec. 33})$$

Si el esfuerzo máximo del concreto es función de su resistencia a la compresión y de la relación existente entre el área de la placa base y el área del concreto, entonces:

$$f_{p\max} = \phi_c (0.85 f_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (\text{Ec. 34})$$

Donde:

$F_{p\max}$ = Esfuerzo máximo que soporta el concreto

ϕ_c = Factor de reducción de resistencia al aplastamiento, igual a 0.65

F_c = Resistencia a la compresión del concreto.

A_1 = Área de la placa base

A2 = Área de soporte máxima, que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada.

LIMITE DE FLUENCIA DE LA PLACA BASE:

FLUENCIA POR CARGA AXIAL:

Para las placas base cargadas axialmente, se supone que la tensión del soporte debajo de la placa base se distribuye uniformemente y se puede expresar como:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{B N} \quad (\text{Ec. 35})$$

Donde:

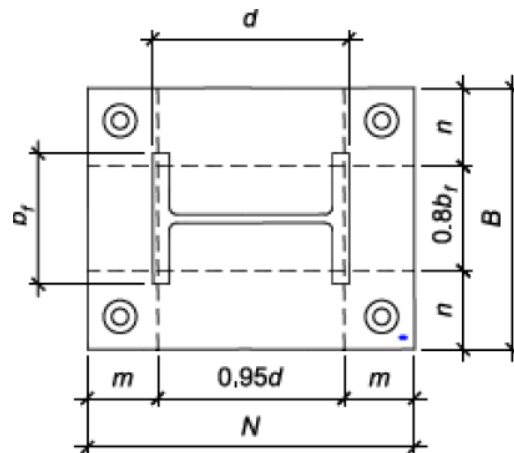
P_u = Carga axial transmitida a la placa (kip)

B = Ancho de la placa metálica

N = Largo de la placa metálica

Esta expresión de apoyo provoca la flexión en la placa base en las secciones criticas supuestas que se muestran en la figura:

Figure 16 Dimensiones de la Placa Base



Fuente: Base Plate and Anchor Rod Design

Donde la dimensión crítica del voladizo de la placa base (l), es la mayor de m,n y $\lambda'n$:

$$m = \frac{N - 0.95 d}{2} \quad (\text{Ec. 36})$$

$$n = \frac{B - 0.8 b_f}{2} \quad (\text{Ec. 37})$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{d b_f}}{4} \quad (\text{Ec. 38})$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad (\text{Ec. 39})$$

$$X = \left[\frac{4 d b_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c P_p} \quad (\text{Ec. 40})$$

Donde:

P_u = Carga axial transmitida a la placa (kip)

N = Largo de la placa base

B = Ancho de la placa base

b_f = Ancho del ala de la columna

d = Peralte de la columna

Para el estado límite de fluencia por carga axial, el espesor mínimo requerido en la placa base se calcula con la siguiente ecuación:

$$t_{\min} = l \sqrt{\frac{2 P_u}{\phi_f F_y B N}} \quad (\text{Ec. 41})$$

Donde:

ϕ_f = Factor de reducción de resistencia a la flexión, igual a 0.9

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero para la placa base.

CONSIDERANDO FLUENCIA POR CARGA AXIAL, MOMENTO PEQUEÑO:

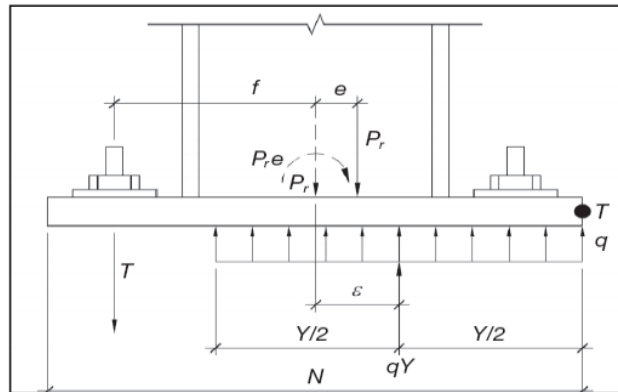
El siguiente procedimiento muestra los pasos a seguir para diseñar placas base, que soportan columnas sometidas a momentos de magnitud pequeña.

1. Se determinan la carga axial ultima P_u y el momento ultimo M_u
2. Cálculo de las dimensiones N y B de la placa base, para realizar una primera iteración.
3. Determinar la excentricidad equivalente y la excentricidad crítica

$$e = \frac{M_r}{P_r} \quad e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 q_{max}} \quad (\text{Ec. 42, 43})$$

Si $e \leq e_{crit}$ pasar al siguiente paso, de lo contrario se procederá al diseño con momento de magnitud grande

Figure 17 Columna con placa base cuando $e \leq e_{crit}$



Fuente: Base Plate and Anchor Rod Design

4. Determinar la Longitud de Soporte Y .

$$Y = N - (2) (e) \quad (\text{Ec. 44})$$

5. Verificamos la presión de soporte $q \leq q_{\max}$

$$q = Pu/Y \quad q_{\max} = f_{p\max} \times B \quad (\text{Ec. 45, 46})$$

6. Calcular el espesor mínimo requerido t_{preq} para la placa base mediante los siguientes parámetros

Para $Y \geq m$:

$$t_{\text{preq}} = \sqrt{\frac{4 \left[f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \right]}{0.90 F_y}} = 1.5 m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad (\text{Ec. 47})$$

Para $Y < m$:

$$t_{\text{preq}} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}} \quad (\text{Ec. 48})$$

7. Verificamos la resistencia requerida del concreto que cumpla si $\phi P_p \geq Pu$

Donde:

$$\phi P_p = \phi * 0.85 * F_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

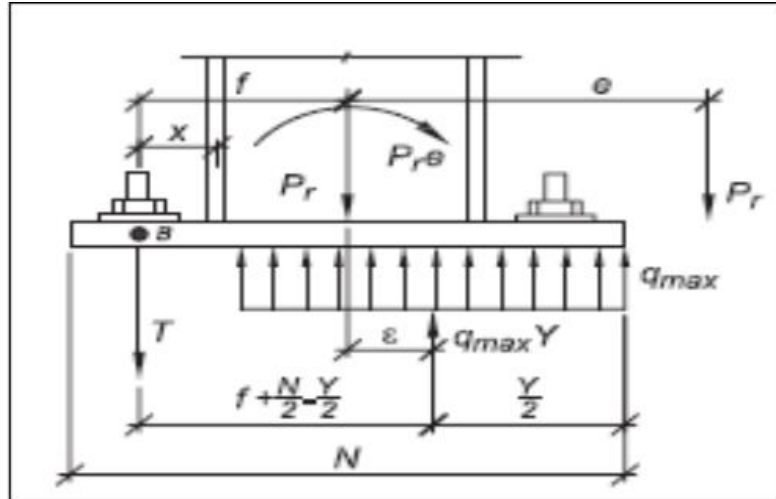
CONSIDERANDO FLUENCIA POR CARGA AXIAL, MOMENTO GRANDE:

1. Se determinan la carga axial ultima P_u y el momento ultimo M_u
2. Cálculo de las dimensiones N y B de la placa base, para realizar una primera iteración.
3. Determinar la excentricidad equivalente y la excentricidad crítica

$$e = \frac{M_r}{P_r} \quad e_{\text{crit}} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 q_{\max}}$$

Si $e \geq e_{\text{crit}}$ pasar al siguiente paso, de lo contrario se procederá al diseño con momento de magnitud grande

Figure 18 Column con placa base cuando $e \geq e_{crit}$



Fuente: Base Plate and Anchor Rod Design

4. Verificar si se satisface la siguiente expresión:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 P_r (\epsilon + f)}{q_{max}}$$

Si no se cumple la desigualdad anterior, se deben proponer unas dimensiones mayores para la placa.

5. Determinar la Longitud de Soporte Y.

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(\epsilon + f)}{q_{m\acute{a}x}}} \quad (\text{Ec. 49})$$

6. Para excentricidades mayores que “ e_{crit} ”, la presión de soporte “q” es igual a su valor máximo “ q_{max} ”. Por lo que con esto procederemos a calcular el valor de la fuerza de tensión.

$$T = q_{max} Y - P_r \quad (\text{Ec. 50})$$

7. Calcular el espesor mínimo requerido T_{preq} para la placa base mediante los siguientes parámetros

- Interfaz de la fluencia en la compresión:

Para $Y \geq m$:

$$t_{\text{preq}} = \sqrt{\frac{4 \left[f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \right]}{0.90 F_y}} = 1.5 m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

Para $Y < m$:

$$t_{\text{preq}} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}}$$

- Interfaz de la fluencia en la tensión:

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 1.5$$

$$t_{\text{preq}} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u \times X}{B \times F_y}} \quad (\text{Ec. 51})$$

8. Verificamos la resistencia requerida del concreto que cumpla si $\phi P_p \geq P_u$

Donde:

$$\phi P_p = \phi * 0.85 * F_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

9. Determinar el tamaño y la cantidad de anclas que serán utilizadas:

DISEÑO VARILLAS DE ANCLAJE:

1. Calcular la resistencia requerida a tensión:

Para distribución uniforme de esfuerzos:

Método LRFD:

$$T_u = (q_{\text{máx}} \times Y) - P_u$$

Método ASD:

$$T_a = (q_{\text{máx}} \times Y) - P_a \quad (\text{Ec. 52})$$

Para distribución triangular de esfuerzos:

Método LRFD:

$$T_u = \frac{f_{pu} \times A \times B}{2} - P_u \quad (\text{Ec. 53})$$

Método ASD

$$T_a = \frac{f_{pa} \times A \times B}{2} - P_a \quad (\text{Ec. 54})$$

Donde:

P_u = Resistencia requerida de diseño a compresión que soporta la columna.

P_a = Resistencia requerida admisible a compresión que soporta la columna.

q_{max} = Presión máxima entre la placa base y el hormigón por longitud.

f_{pmax} = Presión máxima entre la placa base y el hormigón.

PARA EL CASO 1 ($A_2 = A_1$):

Método LRFD:

$$f_{p_{m\acute{a}x}} = \phi_c \times 0.85 \times f'_c$$

Método ASD:

$$f_{p_{m\acute{a}x}} = \frac{0.85 \times f'_c}{\Omega_c}$$

PARA EL CASO 2 ($A_2 \geq 4A_1$) O CASO 3 ($A_1 < A_2 < 4A_1$):

Método LRFD:

$$f_{p_{m\acute{a}x}} = (\phi_c \times 0.85 \times f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 \times f'_c$$

Método ASD:

$$f_{p_{m\acute{a}x}} = \frac{0.85 \times f'_c}{\Omega_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 \times f'_c$$

- Determinamos la fuerza que tendrá cada barra trabajando a tensión.

$$F_{barra} = T_u/n$$

Donde:

T_u = Tensión de la barra de anclaje.

n = Numero de barras de anclaje.

Se escoge un valor esfuerzo a tensión mayor del que se ha calculado en las **Tablas 7/6, Tabla 5**, con la finalidad que pueda soportar la fuerza calculada.

En estas estimaremos el diámetro de la barra de anclaje, Agujero de la barra, Diámetro de arandela, Espesor de arandela.

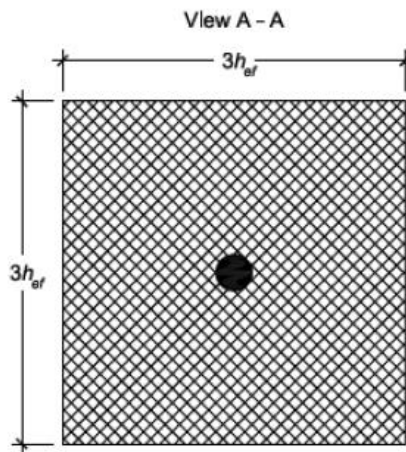
3. Cálculo de la resistencia al desprendimiento (extracción) del hormigón:

La resistencia a la extracción del hormigón, ACI 318-02 se basa en el apéndice (sección) D.

En el método CCD (Concrete capacity design) se considera que el cono de concreto se forma en un ángulo de aproximadamente 34° (pendiente de 1 a 1.5).

Para simplificar, el cono se considera cuadrado en lugar de redondo en planta.

Figure 19 Cono de concreto en planta para una sola barra.



Fuente: ACI 318-02

Se considera que la tensión de ruptura del concreto en el método CCD disminuye con un aumento en el tamaño de la superficie de ruptura. En consecuencia, el aumento en la resistencia de ruptura en el método CCD es proporcional a la profundidad de empotramiento a la potencia de 1.5

El método CCD es válido para anclajes con diámetros no mayores a 2plg. Y una longitud de intersección de tracción que no exceda 25plg de profundidad.

Según ACI 318-02, Sección D, la ruptura del concreto para la fuerza de un grupo de barras de anclaje es:

$$\phi N_{cbg} = \phi \Psi_3 24 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}} \text{ for } h_{ef} < 11 \text{ in.} \quad (\text{Ec. 55})$$

y

$$\phi N_{cbg} = \phi \Psi_3 16 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \frac{A_N}{A_{No}} \text{ for } h_{ef} \geq 11 \text{ in.} \quad (\text{Ec. 56})$$

Donde:

$$\phi = 0.7$$

$\Psi_3 = 1.25$ considerando que el hormigón no está agrietado en las cargas de servicio, de lo contrario = 1.

h_{ef} = Profundidad asignada a la barra de anclaje, la norma da una profundidad mínima de 12 plg.

A_N = Área del cono de ruptura del hormigón por un grupo de barras.

A_{No} = Área del cono de ruptura del hormigón de una barra.

4. Cálculo de la Resistencia al corte de la barra de anclaje:

Se determina la resistencia total al corte de las barras de anclaje:

$$\Phi R_{nT} := \Phi R_n \cdot n$$

$$\Phi R_n := \phi \cdot 0.4 \cdot F_u \cdot A_b$$

(Ec. 57, 58)

Donde:

F_u = Esfuerzo a tensión de la barra de anclaje

$$\phi = 0.75$$

$$A_b = \pi \cdot d_{\text{barra}}^2 / 4$$

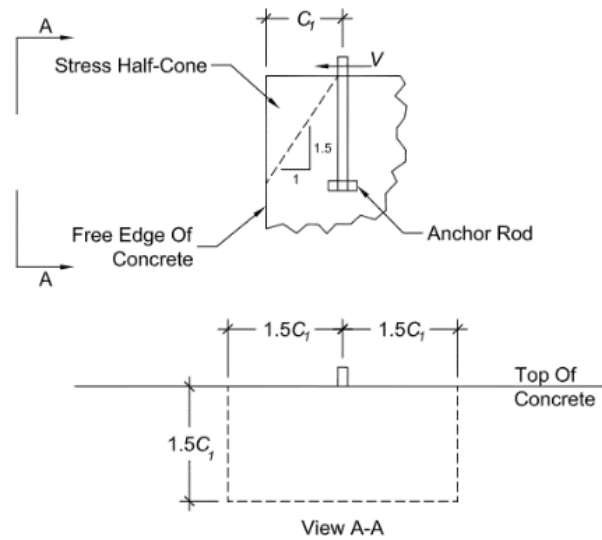
La capacidad de corte del hormigón para un grupo de barras de anclaje es la siguiente:

$$\phi V_{cbg} = 10.4 \frac{A_v}{A_{vo}} \Psi_6 \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1.5} \quad (\text{Ec. 59})$$

Donde:

c_1 = Distancia del centro de la barra de anclaje al borde dl hormigón

Figure 20



Fuente: Guía de diseño “Base Plate and Anchor Rod Design ”

$$A_{vo} = 4.5c_1^2 \quad (\text{Ec. 60})$$

F'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

d = Diámetro de la barra de anclaje.

A_v = El área total de cizallamiento de ruptura para una sola barra o para un grupo,

Ψ_6 = Un modificador para reflejar la reducción de la capacidad cuando la cubierta lateral limita el tamaño del cono de ruptura

CONEXIÓN SIMPLE A CORTE – VIGA / VIGA:

Las conexiones de corte son juntas que permiten una transferencia de fuerzas cortantes entre dos elementos estructurales, en este caso, dos vigas. Este tipo de conexiones son las más utilizadas ya que poseen una restricción de rotación mínima a diferencia de las conexiones a momento, además de que son más simples y menos costosas.

Las conexiones de corte no resisten muchas fuerzas de momento, ya que se les permite algo de holgura para girar. Si se le permite la rotación de las conexiones, sin embargo, estas son solo para resistir fuerzas cortantes. Vale la pena señalar que las conexiones de cortantes soldadas resisten cargas de momento más altas que las atornilladas. Existen diferentes tipos de conexiones a corte, las más utilizadas son:

- Conexión de dos Ángulos
- Conexión de un Ángulos
- Conexión de placa soldada
- Conexión de placa única
- Conexión con T

DISEÑO DE UNA CONEXIÓN ARTICULADA CON PLATINA SIMPLE “CONEXIÓN DE PLACA SOLDADA”:

Para diseñar este tipo de conexión, se deben encontrar los diversos estados límites de los principales elementos que conforman la conexiones, que son:

Estados limites de la vigueta:

- Fluencia a cortante
- Ruptura por cortante
- Fluencia a flexion
- Aplastamiento
- Desgarramiento del perno
- Desgarramiento en bloque

Soldadura:

- Resistencia de la soldadura

Estados limites de la platina, tornillo y perforaciones:

- Cortante en los pernos
- Aplastamiento
- Desgarramiento del perno
- Desgarramiento en bloque
- Rotura por cortante
- Fluencia por cortante
- Fluencia por flexión

Se trabajo con acero tipo A992 o A.572 Gr. 50.

Table 8 Esfuerzos Fy y Fu de aceros estructurales

Descripción	Esfuerzo de Fluencia Fy Ksi (Kg/cm ²)	Esfuerzo ultimo Fu Ksi (Kg/cm ²)
A36	36 (2530)	58 (4080)
A242	42	63
	46	67
	50	70
A572	42	63
	50	65
	60	75
	65	80

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

Table 9 Distancia mínima de borde para pernos

Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 1/4 d

^(a) De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de las Secciones J3.10 y J4, sin embargo distancias al borde menores que un diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.

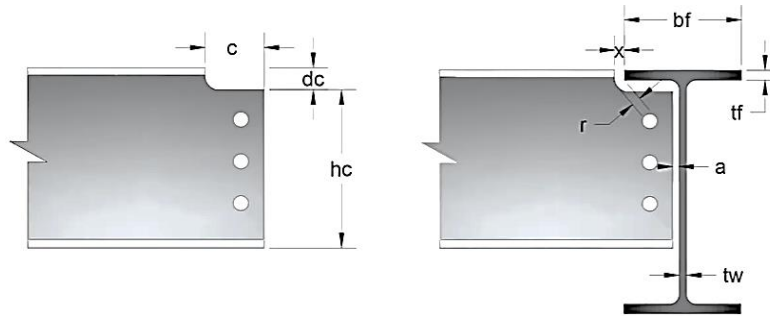
^(b) Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

DIMENSIONAMIENTO DEL DESPATIN:

Para el diseño de una conexión de una placa soldada de una vigueta a una viga principal primero se diseña el despatin, para que se pueda conservar el mismo nivel del patin de la vigueta con la de la viga principal.

Figure 21 Conexión de placa soldada



Distancia horizontal del despatin:

$$C := \left(\frac{b_{fb}}{2} \right) - \left(\frac{t_{wb}}{2} \right) - a + x \quad (\text{Ec. 61})$$

Distancia vertical del despatin:

$$dc := k$$

ESTADOS LIMITES DE LA VIGUETA:

Fluencia a cortante:

$$\phi R_n := (\phi \cdot 0.6 \cdot F_{yb} \cdot h_c \cdot t_w) \quad (\text{Ec. 62})$$

$$\phi := 1$$

Ruptura por cortante:

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.6 \cdot F_{ub} \cdot ((h_c \cdot t_w) - (n \cdot D_{efa} \cdot t_w)) \quad (\text{Ec. 63})$$

$$\phi := 0.75$$

Fluencia a flexion:

$$M_u := V_u \cdot (C + a) \quad (\text{Ec. 64})$$

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

Para hallar la esbeltez del alma (λ):

$$\lambda := \frac{h_c}{t_w} \quad (\text{Ec. 65})$$

Para hallar la esbeltez limite del alma compactada (λ_p):

$$\lambda_p := 0.475 \cdot \sqrt{\frac{(k_1 \cdot Es)}{F_{yb}}} \quad (\text{Ec. 66})$$

$$k_1 := f \cdot k \quad (\text{Ec. 67})$$

Donde:

K_1 : Coeficiente modificado de pandeo en el alma.

K : Coeficiente de pandeo en el alma.

F_y : Esfuerzo de fluencia de la vigueta.

f : factor de ajuste por pandeo en el alma.

El coeficiente de pandeo se obtiene con las siguiente condicion:

$$\text{Si: } \frac{C}{h_c} \leq 1 \quad \text{entonces: } k := 2.2 \cdot \left(\frac{C}{h_c}\right)^{1.65} \quad (\text{Ec. 68})$$

$$\text{Si: } \frac{C}{h_c} > 1 \quad \text{entonces: } k := 2.2 \cdot \left(\frac{C}{h_c}\right) \quad (\text{Ec. 69})$$

El factor de ajuste por pandeo en el alma:

$$\text{Si: } \frac{C}{d} \leq 1 \quad \text{entonces: } f := 2 \cdot \left(\frac{C}{d}\right) \quad (\text{Ec. 70})$$

Si: $\frac{C}{d} > 1$ entonces: $f := 1 + \left(\frac{C}{d}\right) \leq 3$ **(Ec. 71)**

Esfuerzo crítico:

$$F_{cr} := \frac{0.903 \cdot E_s \cdot k_1}{\lambda^2}$$

(Ec. 72)

Si: $\lambda \leq \lambda_p$ entonces: $M_{n1} := F_y \cdot Z_{net}$ **(Ec. 73)**

Si: $\lambda_p < \lambda \leq 2 \cdot \lambda_p$ entonces: $M_{n2} := M_{n1} - \left((M_{n1} - F_y \cdot S_{net}) \cdot \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} - 1 \right) \right)$ **(Ec. 74)**

Si: $\lambda > \lambda_p$ entonces: $M_{n1} := F_y \cdot S_{net}$ **(Ec. 75)**

Donde:

Z_{net} : Módulo plástico de a seccion despatinada.

S_{net} : Módulo elástico de la seccion despatinada..

F_{cr} : Esfuerzo crítico.

Para determinar el módulo plástico de la desccion despatinada y el módulo elástico se consideran las siguientes formulas:

Módulo elástico:

$$S_{net} := \frac{I_{xxc}}{h_c - Y_c}$$

(Ec. 76)

$$Y_c := \frac{1}{2 \cdot A_{net}} \cdot (t_w \cdot h_c^2 + (b_f - t_w) \cdot t_f^2)$$

(Ec. 77)

$$I_{xxc} := \left(\frac{t_w \cdot h_c^3}{3} + \frac{(b_f - t_w) \cdot t_f^3}{3} \right) - (A_{net} \cdot Y_c^2) \quad (\text{Ec. 78})$$

Módulo plástico:

Si: $t_f \leq \frac{A_{net}}{2 \cdot b_f}$ entonces: $Z_{net} := \left(\frac{t_w \cdot (h_c - t_f)^2}{4} + \left(\frac{b_f \cdot h_c \cdot t_f}{2} - \left(\frac{b_f^2 \cdot t_f^2}{4 \cdot t_w} \right) \right) \right)$ (Ec. 79)

Si: $t_f > \frac{A_{net}}{2 \cdot b_f}$ entonces: $Z_{net} := \left(\frac{t_w \cdot h_c^2}{2} + \left(\frac{b_f \cdot t_f^2}{4} \right) - \left(\frac{h_c \cdot t_f \cdot t_w}{2} \right) - \left(\frac{(h_c - t_f)^2 \cdot t_w^2}{4 \cdot b_f} \right) \right)$ (Ec. 80)

APLASTAMIENTO:

$$\phi R_n := \phi \cdot 2.4 \cdot F_{ub} \cdot d \cdot t_w \quad (\text{Ec. 81})$$

DESGARRAMIENTO DEL PERNO:

Desgarramiento del perno en el borde

$$\phi R_n := \phi \cdot 1.2 \cdot F_{ub} \cdot l_{c1} \cdot t_w \quad (\text{Ec. 82})$$

$$l_{c1} := L_{ev} - \frac{D_{efea}}{2} \quad (\text{Ec. 83})$$

Desgarramiento del perno entre perforaciones

$$\phi R_n := \phi \cdot 1.2 \cdot F_{ub} \cdot l_{c2} \cdot t_w \quad (\text{Ec. 84})$$

$$l_{c2} := S - D_{efea} \quad (\text{Ec. 85})$$

DESGARRAMIENTO EN BLOQUE

$$\phi R_n := \phi \cdot (F_{ub} \cdot A_{nt}) + \min \quad (\text{Ec. 86})$$

Donde \min , es el valor minimo obtenido de:

$$\begin{aligned} \min_1 &:= 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} \\ \min_2 &:= 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 87})$$

Area neta a tension del bloque de cortante:

$$A_{nt} := \left(L_{eh} - \left(\frac{D_{efea}}{2} \right) \right) \cdot t_w \quad (\text{Ec. 88})$$

Area global a cortante del bloque de cortante:

$$A_{gv} := t_w \cdot (L_{ev} + ((n-1) \cdot S)) \quad (\text{Ec. 89})$$

Area neta a cortante del bloque de cortante:

$$A_{nv} := A_{gv} - ((n-0.5) \cdot D_{efea} \cdot t_w) \quad (\text{Ec. 90})$$

SOLDADURA:

Resistencia de la soldadura:

$$\phi R_n := C_1 \cdot c \cdot q \cdot W \cdot L \quad (\text{Ec. 91})$$

Donde:

C_1 : Coeficiente de electrodo

c : Coeficiente

q : Constante de unidades (0.1091)

W : Tamaño de soldadura

L : Longitud de soldadura

Table 10 Coeficiente de Electrodo

#	Electrodo AWS	F _{exx} (KSI)	F _{exx} (MPA)	C1
1	E 60 XX	60	420	0,857
2	E 70 XX	70	490	1,03
3	E 80 XX	80	560	1,16
4	E 90 XX	90	630	1,21
5	E 100 XX	100	700	1,34
6	E 110 XX	110	770	

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

Table 11 Coeficiente C

Angle θ°	K=0		
a	c	0,21	2,608
0	2,75	0,22	2,576
0,1	2,75	0,23	2,544
0,11	2,75	0,24	2,512
0,12	2,75	0,25	2,48
0,13	2,75	0,26	2,448
0,14	2,75	0,27	2,416
0,15	2,75	0,28	2,384
0,16	2,728	0,29	2,352
0,17	2,706	0,3	2,32
0,18	2,684	0,31	2,288
0,19	2,662	0,32	2,256
0,2	2,64	0,33	2,224
		0,34	2,192
		0,35	2,16

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

ESTADOS LIMITES DE LA PLATINA, TORNILLO Y PERFORACIONES:

Para dimensionar la platina se considera un valor L y B según las ecuaciones mostradas a continuación:

$$L := L_{ev} + ((n - 1) \cdot S_{estimado}) + L_{ev} \quad (\text{Ec. 92})$$

$$B := (L_{eh} \cdot 2) + a \quad (\text{Ec. 93})$$

Donde:

L: Longitud larga de la platina

B: Longitud corta de la platina

a: Holgura

S: Separación entre centros de perforación

n: Número de pernos

L_{eh}: Distancia a borde horizontal

L_{ev}: Distancia a borde vertical

Para hallar el espesor de la platina “t_p”, se considera las dimensiones establecidas por el AISC 360-16, donde explica que para una platina con menos de 5 pernos de diámetro máximo de 1/2 in, el t_p a considerar es de 1/3 in, datos obtenidos de:

Table 12 Espesor de la platina

CRITERIO ROTACIONAL		
espesor de la placa	Tamaño máximo del perno (D _b máx)	
t _p	#N ≤ 5	#N = (6-12)
1/4	3/8	5/8
1/3	1/2	3/4
1/2	7/8	1 1/8
5/8	1 1/8	1 3/8
3/4	1 3/8	1 5/8
7/8	1 5/8	1 7/8
1	1 7/8	2 1/8

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

CORTANTE EN LOS PERNOS:

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \quad (\text{Ec. 94})$$

$$A_b := \pi \cdot (\phi_p)^2 \quad (\text{Ec. 95})$$

Donde:

A_b : Área de sección transversal del perno

S: Separación entre centros de perforación.

F_{nv} : Esfuerzo de ruptura a cortante del perno

Table 13 Esfuerzo de ruptura del perno

A307	A325		A490	
	N	X	N	X
188	372	457	457	579

Fuente: Norma Americana AISC 360 -10

APLASTAMIENTO:

$$\phi R_n := \phi \cdot 2.4 \cdot F_u \cdot d \cdot t_p$$

DESGARRAMIENTO DEL PERNO:

Desgarramiento del perno en el borde

$$\phi R_n := \phi \cdot 1.2 \cdot F_u \cdot l_{c1} \cdot t_p$$

$$l_{c1} := L_{ev} - \frac{D_{efea}}{2}$$

Desgarramiento del perno entre perforaciones

$$\phi R_n := \phi \cdot 1.2 \cdot F_u \cdot l_{c2} \cdot t_p$$

$$l_{c2} := S - D_{efea}$$

CORTANTE EXCÉNTRICA EN LOS PERNOS:

$$\phi R_n := \sqrt{\frac{\phi_{rn}^2}{\left(\left(\frac{6 \cdot e}{n \cdot (n+1) \cdot S}\right)^2 + \left(\frac{1}{n}\right)^2\right)}} \quad (\text{Ec. 96})$$

Si: $n \leq 5$ entonces: $e := \frac{a + L_{eh}}{2}$ (Ec. 97)

Si: $n > 5$ entonces: $e := a + L_{eh}$ (Ec. 98)

Donde:

Φ_m : Mínimo entre numerales (2.1 – 2.2 – 2.3).

e: Excentricidad de la fuerza cortante.

DESGARRAMIENTO EN BLOQUE:

$$\phi R_n := \phi \cdot (F_{ub} \cdot A_{nt}) + \min$$

Donde min, es el valor mínimo obtenido de:

$$\min_1 := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

$$\min_2 := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

Area neta a tensión del bloque de cortante:

$$A_{nt} := \left(L_{eh} - \left(\frac{D_{efa}}{2} \right) \right) \cdot t_p$$

Area global a cortante del bloque de cortante:

$$A_{gv} := t_p \cdot (L_{ev} + ((n-1) \cdot S))$$

Area neta a cortante del bloque de cortante:

$$A_{nv} := A_{gv} - ((n - 0.5) \cdot D_{efea} \cdot t_p)$$

RUPTURA POR CORTANTE:

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot ((L \cdot t_p) - (n \cdot D_{efea} \cdot t_p)) \quad (\text{Ec. 99})$$

FLUENCIA POR CORTANTE:

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot L \cdot t_p \quad (\text{Ec. 100})$$

FLUENCIA POR FLEXION:

$$\phi R_n := \frac{\phi M_n}{ee} \quad (\text{Ec. 101})$$

$$ee := a + L_{eh} \quad (\text{Ec. 102})$$

$$\phi M_n := \phi \cdot F_y \cdot S_{xxp} \quad (\text{Ec. 103})$$

Se despeja la formula del Modulo elástico, obteniendo:

$$S_{xxp} := \frac{I_x}{Y_c}$$

$$S_{xxp} := \frac{\left(\frac{t_p \cdot L^3}{12} \right)}{\left(\frac{L}{2} \right)}$$

$$S_{xxp} := \frac{t_p \cdot L^2}{6} \quad (\text{Ec. 104})$$

Donde:

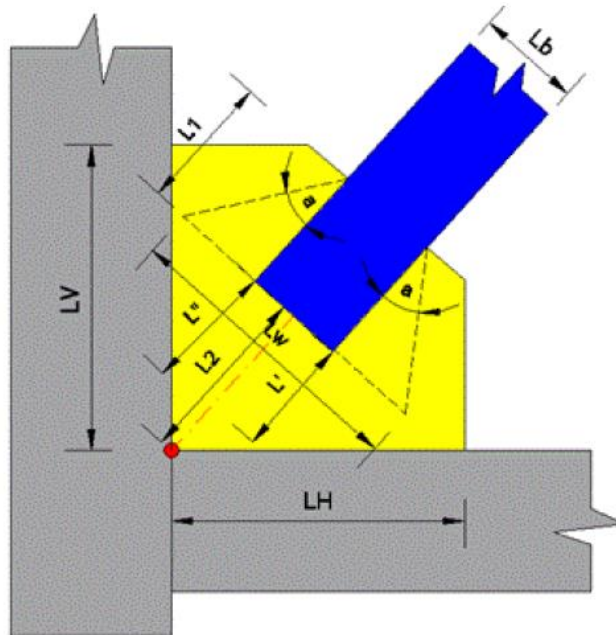
ee: Exentricidad de las cargas

S_{xxp}: Modulo elastico

F_y: Esfuerzo de fluencia de la vigueta.

DISEÑO DE GUSSET PLATE:

Figure 22 Gusset Plate



Fuente - Manual de Diseño Gusset Plate

1. RESISTENCIA A TENSION

La capacidad a tensión se comprobará mediante las siguientes ecuaciones:

$$A_w = L_w t_p$$

$$\phi R_n = \phi F_y A_w \quad (\text{Ec. 105})$$

Donde:

A_w : Es el área de la Sección gusset.

$$L_w = 2*(L_1*\tan 30) + L_b$$

t_p : Es el espesor de la placa.

F_y : Esfuerzo mínimo de fluencia

ϕ : Factor de diseño el cual es 0.9 para el diseño LRFD.

ϕR_n la resistencia de la Sección gusset.

2. RESISTENCIA A CORTANTE VERTICAL:

$$A_{gv} = (L_1 + L_2) * t_p$$

$$\phi R_n = 0.6 F_y A_{gv} \quad (\text{Ec. 106})$$

Donde:

L1 y L2 longitudes indicadas en la **Figura 22**

$A_{gv} = (L_1 + L_2) * t_p$ – Área bruta al cortante.

ϕ factor de diseño el cual es 1 según la norma AISC 360-10 en su capítulo J.

3. RESISTENCIA POR BLOQUE DE CORTANTE:

La fluencia al cortante y la fractura a tensión están determinadas por:

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}] \quad (\text{Ec. 107})$$

La fluencia a tensión y la fractura a la cortante están determinadas por:

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] \quad (\text{Ec. 108})$$

Donde:

$A_{nv} = L_b * t_p$

$A_{gt} = A_{nt}$

4. RESISTENCIA A LA COMPRESION:

La longitud requerida para la resistencia al pandeo se calculará en base a la siguiente ecuación:

$$L_g = \frac{L' + L_2 + L''}{3} \quad (\text{Ec. 109})$$

Se procedería a calcular lo siguiente:

$$I_g = \frac{L_w t_p^3}{12} \quad A_g = L_w * t_p \quad r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

Donde:

Ig: Es el momento de Inercia

r: Es el radio de giro

El valor de la longitud efectiva K se calculará mediante la siguiente formula:

$$K = \frac{K_m}{\sqrt{1 + \frac{1}{1 + \frac{2 L_w}{L_g}}}} \quad (\text{Ec. 110})$$

Se considerará los siguientes valores para Km:

0.5 placas esquinadas.

0.6 placas extendidas.

1.2 tipo seguro marino.

Se determina la relación de esbeltez de la placa y se comprobara lo siguiente:

$$\frac{K L_w}{r} \leq 25 \quad \rightarrow P_n = F_y A_g$$

Si la relación de esbeltez es mayor a 25, se aplicará las disposiciones establecidas en el Capítulo E de la Norma AISC 360-10. El mismo procedimiento explicado en la teoría para diseño de elementos a compresión (pandeo flexionante, flexo-torsión).

5. SOLDADURA, POR EL METODO LRFD:

Se calcularán las fuerzas que llegan a las placas donde se apoya la placa gusset:

- Placa para la unión a columna:

$$V_1 = \beta \frac{P}{r} \quad H_1 = e_1 \frac{P}{r}$$

- Placa para la unión a viga:

$$V_2 = e_2 \frac{P}{r} \quad H_2 = \alpha \frac{P}{r}$$

El equilibrio de fuerzas se calcula de la siguiente manera:

$$H = H_1 + H_2$$

$$V = V_1 + V_2 \quad (\text{Ec. 111, 112})$$

a. Capacidad de soldadura:

La resistencia de la soldadura se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi L_n D F_{nw} \quad (\text{Ec. 113})$$

Donde:

ϕ : 0.75

D: Espesor efectivo de la soldadura (t)

$$D \leq 10mm, t = D$$

$$D \geq 10mm, t = 0.707D + 3mm \quad (\text{Ec. 114})$$

En este caso D es el diámetro a utilizar de la soldadura.

Lh: Longitud de la soldadura.

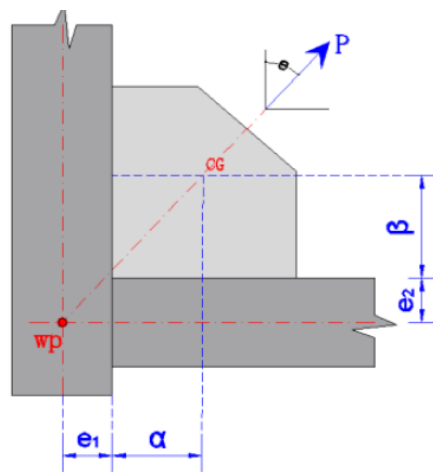
F_{nw}: Resistencia nominal de la soldadura.

$$F_{nw} = 0.60 * F_{EXX} * (1 + 0.5 * \text{seno}^{1.5}\theta) \quad (\text{Ec. 115})$$

F_{exx}: Resistencia de la soldadura para electrodo E70xx de 492 MPa.

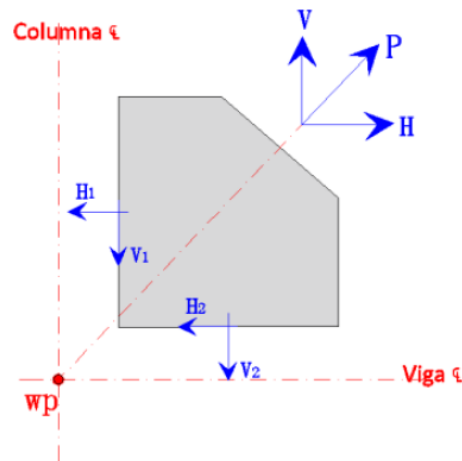
θ: Angulo con respecto al eje x.

Figure 23 Gusset Plate, diseño geométrico



Fuente - Manual de Diseño Gusset Plate

Figure 24



Fuente - Manual de Diseño Gusset Plate

b. Revisión de la soldadura de conexión del sujetador a la placa gusset:

La resistencia al corte en el material base de la soldadura R_{sm} :

$$R_{sm} = \phi * F_{bm} * A_{bm} \quad (\text{Ec. 116})$$

Donde:

ϕ : 0.75

F_{bm} : Capacidad nominal del material base, depende del tipo de acero elegido.

A_{bm} : Área transversal del material base (espesor y longitud de la soldadura)

La resistencia al corte para el material de soldadura R_{sc} :

$$R_{sc} = \phi * F_w * A_w \quad (\text{Ec. 117})$$

Donde:

F_w : Capacidad nominal del electrodo usado para la soldadura.

$A_w = A_{bm}$

Luego para la revisión a tensión, se calculan las mismas ecuaciones reemplazando esta vez el valor de ϕ por 0.9.

Una vez teniendo los resultados tanto para corte y tensión, se escoge los valores más desfavorables (menores), y se comprueba lo siguiente:

$$\phi P_n \leq \phi R_n$$

Donde ϕP_n toma el valor de las fuerzas V_1 , V_2 , H_1 , H_2 y P multiplicados por ϕ .

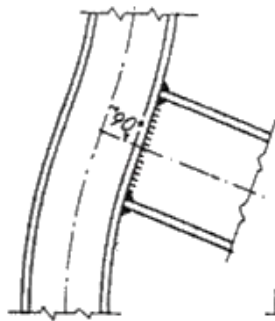
CONEXIONES A MOMENTO:

Existen dos tipos de conexiones de momento, denominadas:

- Conexiones de Momento, Completamente Restringidas:

Esta conexión transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados, en el análisis estructural podemos suponer que la conexión no permite rotación relativa.

Figure 25 Conexión Completamente Restringida

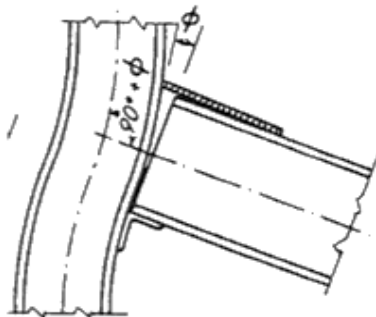


Fuente - AISC 360

- Conexiones de Momento, Parcialmente Restringidas:

Esta conexión transmite momento, pero la rotación entre los miembros conectados NO es despreciable. Se recomienda que en el análisis se incluya la relación fuerza-deformación de la conexión, para obtener resultados más fiables.

Figure 26 Conexión Parcialmente Restringida

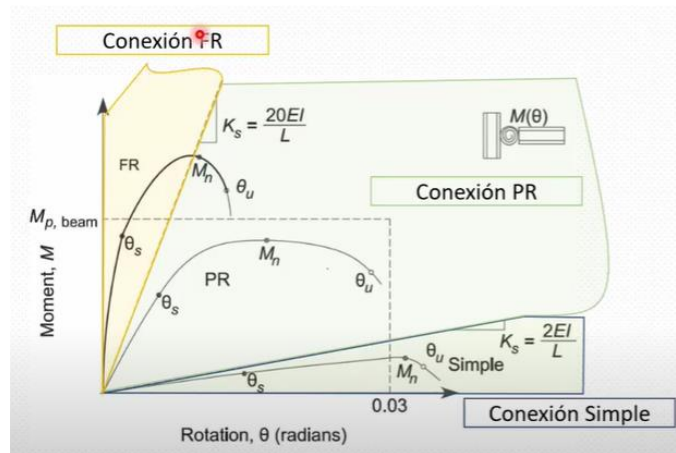


Fuente - AISC 360

CLASIFICACION DE LA CONEXIÓN EN FUNCION A SU RIGIDEZ:

Las conexiones pueden clasificarse en función a su rigidez, si la rigidez de rotación de la viga (K_s) es mayor a la rigidez rotacional de la conexión, podemos decir que nos encontramos con una conexión simple. Si se encuentra en un rango entre $20EI/L$ y $2EI/L$ estaríamos en una conexión parcialmente restringida, si es mayor, sería una conexión completamente restringida.

Figure 27 Clasificación de la Conexión en función a su Rigidez



Fuente – Programa ILAFA

DISEÑO DE CONEXIÓN A MOMENTO COLUMNA- VIGA PRINCIPAL:

Al comenzar a diseñar una conexión a momento, se tiene que tener en claro las dimensiones y propiedades de los elementos estructurales, se debe definir y establecer los parámetros de diseño. Estos datos fueron obtenidos del Catálogo de Perfiles de Acero IMCA.

El método a utilizarse recomienda la utilización de 4 pernos en la parte superior e inferior con una serie de espaciamientos que están normalizados o especificados en la norma.

DETERMINAR EL MOMENTO MAXIMO PROBABLE DE LA VIGA:

Este se obtiene con el módulo plástico, el esfuerzo de influencia y un factor de rigidez que está en función de las características mecánicas del material.

$$M_{uc} := M_{pe} + V_u \cdot L_p \tag{Ec. 118}$$

$$M_{pe} := 1.1 \cdot R_y \cdot F_{yb} \cdot Z_b \tag{Ec. 119}$$

Para hallar la localización de la sección plástica (Lp), se utilizan las siguientes ecuaciones, donde Lp toma el valor mínimo resultante.

$$L_p := \frac{d_b}{2} \qquad L_p := 3 \cdot b_{fb} \qquad \text{(Ec. 120)}$$

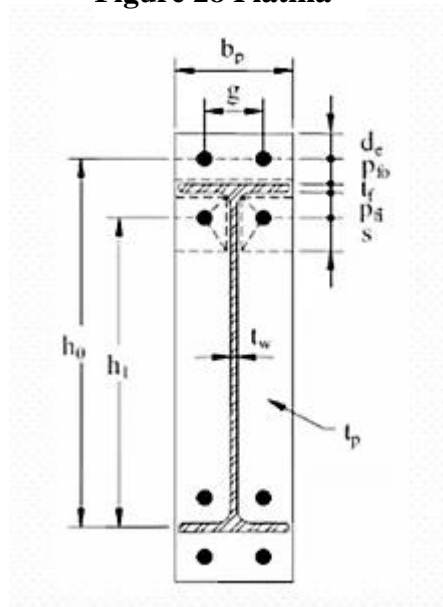
DETERMINAR LOS PARAMETROS PARA DIMENSIONAR LA PLATINA:

Para poder dimensionar estos parámetros se debe tener en cuenta:

El espesor de la plancha, las distancias desde el ala de la viga hasta los centros de los pernos y la posición de los pernos superiores teniendo en consideración la distancia del ala inferior.

Se asumen las distancias de separación entre perno y con el extremo de la platina

Figure 28 Platina



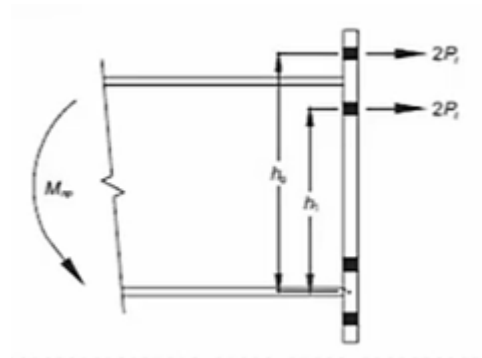
Fuente – Programa ILAFA

$$b_p := b_{fb} + 1 \text{ in} \qquad \text{(Ec. 121)}$$

$$h_1 := d_b - P_{fi} - 3 \cdot \frac{t_{fb}}{2} \qquad \text{(Ec. 122)}$$

$$h_o := d_b + P_{fo} - \frac{t_{fb}}{2} \qquad \text{(Ec. 123)}$$

Figure 29 Bold Force Model



Fuente – Programa ILAFA

$$\phi := 0.75$$

$$M := h_o \cdot (2 \cdot P_t) + h_1 \cdot (2 \cdot P_t) \quad (\text{Ec. 124})$$

$$\frac{M}{h_o + h_1} = \frac{2 \cdot \phi \cdot F_t \cdot \pi \cdot d^2}{4} \quad (\text{Ec. 125})$$

Se halla el requerimiento del diámetro mínimo de los pernos en función al momento transmitido a la columna:

$$d_o := \sqrt{\frac{2 \cdot M_{uc}}{\pi \cdot \phi \cdot F_t \cdot (h_o + h_1)}} \quad (\text{Ec. 126})$$

SE VERIFICA LA RESISTENCIA A LA TRACCION:

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_o^2}{4}$$

$$M_{np} := 4 \cdot P_t \cdot \frac{(h_o + h_1)}{2} \quad (\text{Ec. 127})$$

$$P_t := F_t \cdot A_b \quad (\text{Ec. 128})$$

ESPESOR DE LA PLACA FINAL PARA QUE EL MECANISMO DE FLUENCIA NO LIMITE LA TRANSFERENCIA DE MOMENTO:

Se evalúa el espesor de la platina para que los efectos de mecanismos de fluencia o líneas de fluencia no limiten la transferencia de momento. La expresión que permite tener el espesor necesario es:

$$t_{p.rep} := \sqrt{\frac{1.1 \cdot \phi \cdot M_{np}}{\phi_b \cdot F_{yb} \cdot Y_p}} \quad (\text{Ec. 129})$$

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g} \quad (\text{Ec. 130})$$

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left(\frac{1}{P_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} \cdot (h_1 \cdot (P_{fi} + s)) \right) \quad (\text{Ec. 131})$$

El momento que queremos transmitir correctamente desde la viga a la columna se simplifica con las de fuerza concentradas, por lo tanto, estas se hallan con la siguiente expresión:

$$F_{fu} := \frac{M_{uc}}{(d_b - t_{fb})} \quad (\text{Ec. 132})$$

Se calcula la fluencia por corte como se haría en cualquier otra conexión, mediante la siguiente expresión:

$$\phi R_{n1} := \phi_b \cdot (0.6 \cdot F_{yp}) \cdot b_p \cdot t_p \quad (\text{Ec. 133})$$

Para que cumpla, los resultados deben obedecer la siguiente expresión:

$$\phi R_{n1} > \frac{F_{fu}}{2}$$

Se calcula la rotura por corte, mediante la siguiente expresión:

$$\phi R_{n2} := \phi \cdot (0.6 F_{up}) \cdot A_n$$

$$A_n := \left(b_p - 2 \cdot \left(d_o + \frac{1}{8} in \right) \right) \cdot t_p \quad (\text{Ec. 134})$$

Para que cumpla, los resultados deben obedecer la siguiente expresión:

$$\phi R_{n2} > \frac{F_{fu}}{2}$$

Luego de verificar que tanto la fluencia y la rotura por corte cumplen, se calcula el aporte o la resistencia por corte de los pernos, pero solo se considera los pernos comprimidos.

$$\phi R_{n3} := \phi \cdot n_b \cdot F_v \cdot A_b \quad (\text{Ec. 135})$$

$$\phi R_{n3} > V_u$$

Luego se verifica los distintos mecanismos de fallas que puede presentar la platina, como aplastamiento y como desgarre. Para ello se utiliza la expresión de la AISC 360:

$$R_{nb} := 2.4 \cdot d_o \cdot t \cdot F_{up} \quad (\text{Ec. 136})$$

$$L_{c.in} := P_{fi} + t_{fb} + P_{fo} - \left(d_o + \frac{1}{16} in \right) \quad (\text{Ec. 137})$$

$$L_{c.out} := d_e - \left(\frac{d_o}{2} + \frac{1}{16} in \right) \quad (\text{Ec. 138})$$

Para hallar el Rn, se utiliza el Lc.in y Lc.out solo en el caso de que sea mayor a 2 x do, si no cumple esta condición, se trabajara con el ultimo valor obtenido

$$R_{n.in} := L_{c.in} \cdot 1.2 \cdot t_p \cdot F_{up} \quad (\text{Ec. 139})$$

$$R_{n.out} := comp \cdot 1.2 \cdot t_p \cdot F_{up}$$

Entonces:

$$\phi R_{nA} := 4 \cdot \phi \cdot R_{nb} \quad (\text{Ec. 140})$$

$$\phi R_{nA} > V_u$$

DESIGN WELDS:

$$D := \frac{0.6 \cdot F_{yb} \cdot t_{wb}}{2 \cdot (1.392 \text{ ksi})} \quad (\text{Ec. 141})$$

Siguiendo con la verificación y habiendo cumplido satisfactoriamente el espesor de la plancha, se verifica:

Check the column Flange for Flexural Yielding:

Se verifica el espesor requerido de la platina, donde se debe cumplir que el $T_{fc.req}$ debe ser mayor al T_{fc} , para ello se utilizan las siguientes expresiones:

$$dd := d_c - 2 \cdot t_{fc}$$

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{dd \cdot g}$$

$$c := P_{fo} + t_{fb} + P_{fi} \quad (\text{Ec. 142})$$

$$Y_c := \frac{dd}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot \left(h_1 \cdot \left(s + 3 \cdot \frac{c}{4} \right) + h_o \cdot \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right) + \frac{g}{2} \quad (\text{Ec. 143})$$

$$t_{fc.req} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot \phi \cdot M_{np}}{\phi_b \cdot F_{yc} \cdot Y_c}} \quad (\text{Ec. 144})$$

Si la valores resultantes cumplen con lo indicado, significa que la conexión no necesita de placas de rigidez, caso contrario, si seria necesaria su utilizacion.

Strength of unstiffened Column Flange:

$$\phi M_{cf} := \phi_b \cdot F_{yc} \cdot Y_c \cdot t_{wc}^2 \quad (\text{Ec. 145})$$

$$\phi R_{n5} := \frac{\phi M_{cf}}{d_b - t_{fb}} \quad (\text{Ec. 146})$$

$$\phi R_{n5} > F_{fu}$$

Local web Yielding Strength:

$$C_t := 1$$

$$N := t_{fb} + 0 \text{ in}$$

$$\phi R_{n6} := \phi \cdot C_t \cdot (6 k_c + N + 2 t_p) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc} \quad (\text{Ec. 147})$$

$$\phi R_{n6} > F_{fu}$$

Local web Yielding Strength:

$$\phi R_{n7} := \frac{\phi_b \cdot 24 \cdot t_{wc}^3 \cdot \sqrt{E \cdot F_{yc}}}{h} \quad (\text{Ec. 148})$$

Web Crippling Strength:

$$\phi R_{n8} := \phi \cdot 0.8 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{N}{d_c} \cdot \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (\text{Ec. 149})$$

DISEÑO DE LOSA CON PLACA COLABORANTE:

Se deben de identificar los siguientes parámetros de cada lamina Acero – Deck

Gage: Espesor de la lámina (mm)

Isd = Inercia (cm⁴)

Spsd = Modulo de sección Superior (cm³)

Snsd = Modulo de sección inferior (cm³)

Wssd = Peso por unidad de longitud de la lámina de acero (kg/m)

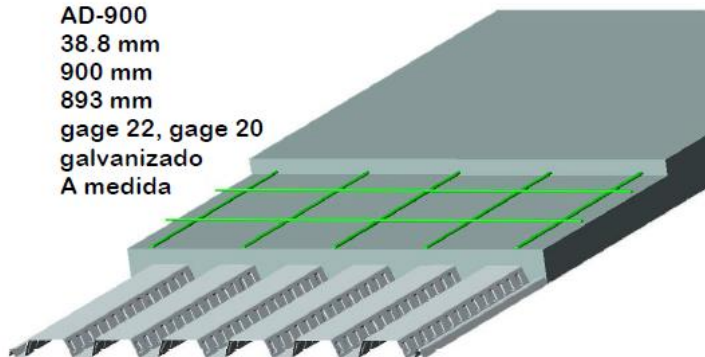
Es = Modulo de Elasticidad del acero (kg/cm²)

Assd = Área de acero de la lámina de Acero – deck (cm²)

Estos datos se extraen de las siguientes tablas para las diferentes Placas Colaborantes:

Figure 30 Placa Colaborante AD-900

Tipo : AD-900
Peralte : 38.8 mm
Ancho total : 900 mm
Ancho útil : 893 mm
Calibre : gage 22, gage 20
Acabado : galvanizado
Longitud : A medida



Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Table 14 Propiedades de la sección de acero

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	S _{sup} (cm ³ /m)	S _{inf} (cm ³ /m)
22	9.16	23.22	16.39	10.75
20	10.93	30.04	19.81	13.98

Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Table 15 Propiedades del concreto (F'c = 210 kg/cm²)

Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m ³ /m ²)	Carga muerta (kg/m ²)
9.00	0.066	158.30
10.00	0.076	182.30
11.00	0.086	206.30
12.00	0.096	230.30
13.00	0.106	254.30
14.00	0.116	278.30

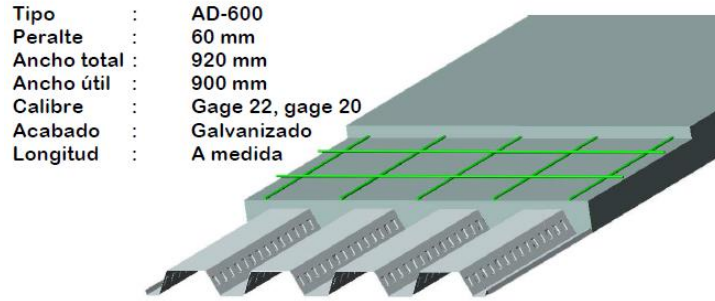
Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Table 16 Sobrecargas admisibles con concreto F'c = 210 kg/cm²

Calibre gage	L Luz libre (ml)	T = Espesor de losa (cm)					
		9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
22	1.25	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.50	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.75	1,552	1,837	2,000	2,000	2,000	2,000
	2.00	1,126	1,339	1,553	1,766	1,979	2,000
	2.25	834	998	1,163	1,327	1,491	1,655
	2.50	625	755	884	1,013	1,142	1,271
	2.75	471	574	677	781	884	987
	3.00	353	437	521	604	771	771
	3.25	262	330	398	467	535	603
	3.50	189	245	301	358	414	470
20	1.25	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.50	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.75	1,866	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	2.00	1,366	1,626	1,886	2,000	2,000	2,000
	2.25	1,024	1,225	1,426	1,627	1,828	2,000
	2.50	779	938	1,097	1,256	1,415	1,574
	2.75	597	725	853	981	1,109	1,237
	3.00	459	564	668	772	877	981
	3.25	352	438	524	610	696	782
	3.50	267	334	397	461	527	595
	3.75	176	222	270	320	371	425

Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Figure 31 Placa Colaborante AD-600



Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Table 17 Propiedades de la sección de acero

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	S _{sup} (cm ³ /m)	S _{inf} (cm ³ /m)
22	9.12	59.74	18.32	23.30
20	10.88	70.73	21.73	27.68

Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Table 18 Propiedades del concreto (F[']c = 210 kg/cm²)

Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m ³ /m ²)	Carga muerta (kg/m ²)
11.00	0.074	177.60
12.00	0.084	201.60
13.00	0.094	225.60
14.00	0.104	249.60
15.00	0.114	273.60
16.00	0.124	297.60

Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

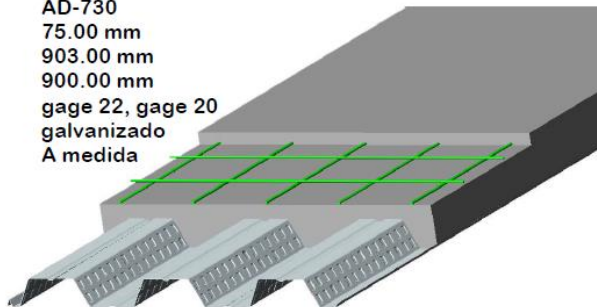
Table 19 Sobrecargas admisibles con concreto F'c = 210 kg/cm²

Calibre gage	L Luz libre (ml)	T = Espesor de losa (cm)					
		11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00
22	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1650	1911	2000	2000	2000	2000
	2.25	1243	1445	1647	1849	2000	2000
	2.50	952	1112	1272	1432	1592	1753
	2.75	689	865	995	1124	1253	1382
	3.00	487	661	784	889	995	1101
	3.25	364	475	619	707	794	882
	3.50	254	338	465	562	638	708
	3.75	172	236	334	445	506	568
	4.00	-	157	234	329	401	453
	4.25	-	-	156	231	314	358
	4.50	-	-	-	154	228	278
	20	1.50	2000	2000	2000	2000	2000
1.75		2000	2000	2000	2000	2000	2000
2.00		1962	2000	2000	2000	2000	2000
2.25		1489	1731	1974	2000	2000	2000
2.50		1035	1344	1537	1730	1923	2000
2.75		731	1025	1213	1369	1526	1682
3.00		520	741	967	1095	1224	1353
3.25		368	537	716	882	989	1096
3.50		277	388	526	694	803	892
3.75		190	276	384	516	652	728
4.00		-	190	274	379	505	594
4.25		-	-	189	273	374	482
4.50		-	-	-	189	270	367

Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

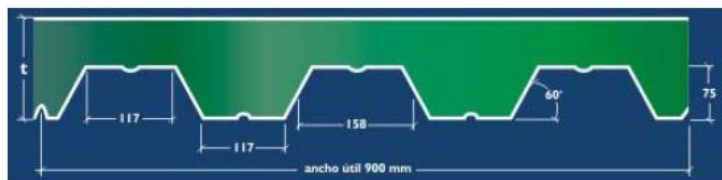
Figure 32 Placa Colaborante AD-730

Tipo : AD-730
 Peralte : 75.00 mm
 Ancho total : 903.00 mm
 Ancho util : 900.00 mm
 Calibre : gage 22, gage 20
 Acabado : galvanizado
 Longitud : A medida



Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Figure 33 Perfil placa Colaborante AD-730



Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Table 20 Propiedades de la sección de acero

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m ²)	I (cm ⁴ /m)	S _{sup} (cm ³ /m)	S _{inf} (cm ³ /m)
22	9.12	85.01	23.25	27.90
20	10.88	102.00	27.90	28.59

Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Table 21 Propiedades del concreto (F'c = 210 kg/cm²)

Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m ³ /m ²)	Carga muerta (kg/m ²)
14.00	0.104	250.00
15.00	0.114	274.00
16.00	0.124	298.00
17.00	0.134	322.00
18.00	0.144	346.00
19.00	0.154	370.00
20.00	0.164	394.00

Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Table 22 Sobrecargas admisibles con concreto F’c = 210 kg/cm²

Calibre gage	L Luz libre (ml)	T = Espesor de losa (cm)						
		14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00
22	2.75	816	910	1,005	1,099	1,193	1,267	1,382
	3.00	614	717	793	870	946	1,022	1,099
	3.25	504	567	629	691	754	816	878
	3.50	396	447	498	550	601	652	704
	3.75	308	351	393	436	478	520	563
	4.00	237	272	307	342	377	412	447
	4.25	-	207	236	265	294	323	352
	4.50	-	-	-	200	224	248	272
	4.75	-	-	-	-	-	184	204
20	2.75	1,016	1,133	1,250	1,367	1,483	1,600	1,717
	3.00	809	904	999	1,094	1,190	1,285	1,380
	3.25	647	726	804	883	961	1,039	1,118
	3.50	519	584	649	714	780	845	910
	3.75	446	470	524	579	633	688	742
	4.00	331	377	422	468	514	559	605
	4.25	261	299	338	376	414	453	491
	4.50	-	234	267	299	331	364	396
	4.75	-	-	-	234	261	288	315
5.00	-	-	-	-	201	223	246	

Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Se determina el peso propio de la losa como:

$$\begin{cases} Wd_{sd} = Wcon_{sd} + Ws_{sd} \\ Wcon_{sd} = Acon_{sd} \times \gamma_{con} \end{cases}$$

Wd_{sd} : Carga muerta por unidad de longitud (kgf/m).

γ_{con} : Peso específico del concreto = 2400 (kgf/m^3).

$Wcon_{sd}$: Peso de concreto por unidad de longitud (kgf/m).

Para el **diseño** de las losas, se tendrá en consideración los siguientes estados limites:

- Determinación de la deflexión de la lámina de Acero-deck, actuando como encofrado.
- Esfuerzos de tensión por flexión en el sistema no compuesto.
- Cálculo de esfuerzos admisibles en el sistema compuesto.
- Condición de momento ultimo o resistencia a la flexión.
- Diseño por cortante
 - Verificación por cortante.

- Verificación de adherencia al cortante.
- f. Esfuerzo admisible a compresión del concreto
- g.
- h. Deflexión del sistema compuesto

A. DETERMINACION DE LA DEFLEXION DE LA LAMINA:

Se considera que la deformación admisible en el estado no compuesto, es decir, cuando aún la lámina de acero actúa únicamente como encofrado, deberá ser no mayor que la luz libre de la losa entre 180 o 1.9 cm, considerando siempre valido el valor que sea menor.

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180} \quad (\text{Ec. A1})$$

Donde:

Lsd = Luz libre de la losa (m)

δadm = Deformación admisible (cm)

La luz libre de la losa es la distancia entre apoyos interiores de cada losa

Se procede a calcular las deformaciones de diseño, acorde a la condición de apoyo, el cual es el siguiente:

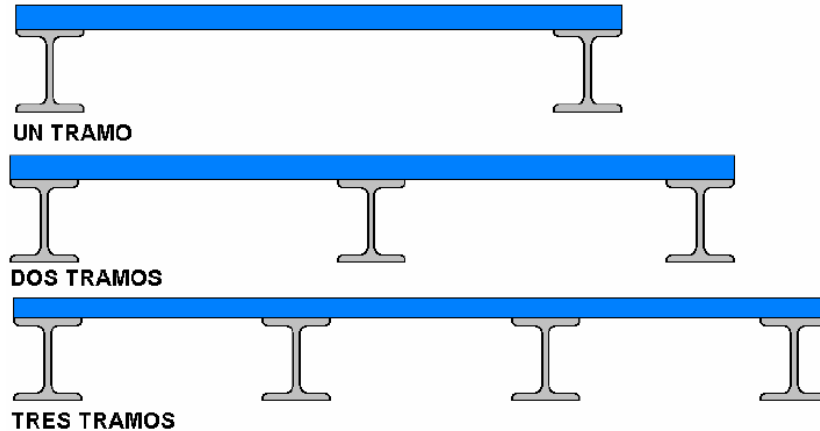
$$\delta_{calc} = \frac{0.013 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \quad \text{cm.} \quad \text{Condición de un solo tramo}$$

$$\delta_{calc} = \frac{0.0054 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \quad \text{cm.} \quad \text{Condición de dos tramos}$$

$$\delta_{calc} = \frac{0.0069 \times Wd_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \quad \text{cm.} \quad \text{Condición de tres o más tramos}$$

(Ec. A2, A3, A4)

Figure 34



Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Donde:

W_{sd} = Carga muerta por unidad de longitud (kg/m)

L_{sd} = Luz libre de la losa (m)

E_s = Modulo de elasticidad del acero

I_{sd} = Inercia

b = ancho de análisis

Finalmente se verifica si:

$$\delta_{calc} \leq \delta_{adm}$$

B. ESFUERZOS DE TRACCION POR FLEXION EN EL SISTEMA NO COMPUESTO:

Cuando se efectúa el vaciado del concreto, la lámina de acero debe resistir los esfuerzos que se generen en su sección; así, notamos que se generan esfuerzos por compresión y por tracción, debido al peso propio de la lámina más el peso del concreto fresco, y la carga generada por el efecto de montaje.

Estos esfuerzos serán tomados por la lámina, los cuales, además, no deberán exceder el 60% del esfuerzo a fluencia (F_y) de la lámina.

Para las cargas generadas por el efecto de montaje, se considerarán dos posibles condiciones de carga, la primera aplicando una carga puntual de $P_{sd} = 75$ kg en el centro de la luz, y la segunda aplicando una carga distribuida de $W_{sd} = 100$ kg/m².

Para determinar los esfuerzos que se producen debido a las cargas, hallaremos primero los momentos que se generan a lo largo de la lámina, considerar que, para un tramo simple, solo se encontraran momentos positivos, pero para dos tramos o más, se presentaran

momentos positivos en el centro de la luz y negativos en los apoyos intermedios sobre las viguetas de acero.

Para un solo tramo:

El mayor de:

$$M_{sd}^+ = 0.25 \times P_{sd} \times L_{sd} + 0.188 \times Wd_{sd} \times L_{sd}^2 \quad \text{ó}$$

$$M_{sd}^+ = 0.125 \times (1.5 \times Wd_{sd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2 \quad \text{(Ec. B1, B2)}$$

Para dos tramos:

El mayor de:

$$M_{sd}^+ = 0.203 \times P_{sd} \times L_{sd} + 0.096 \times Wd_{sd} \times L_{sd}^2 \quad \text{ó}$$

$$M_{sd}^+ = 0.096 \times (Wd_{sd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2$$

$$M_{sd}^- = 0.125 \times (Wd_{sd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2 \quad \text{(Ec. B2, B3)}$$

Para 3 tramos o más:

El mayor de:

$$M_{sd}^+ = 0.20 \times P_{sd} \times L_{sd} + 0.094 \times Wd_{sd} \times L_{sd}^2 \quad \text{ó}$$

$$M_{sd}^+ = 0.096 \times (Wd_{sd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2$$

$$M_{sd}^- = 0.117 \times (Wd_{sd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2 \quad \text{(Ec. B4, B5)}$$

Luego sabemos que el esfuerzo es equivalente a la razón del momento y el módulo de sección:

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{Sp_{sd}} \times 100 \quad f^- = \frac{M_{sd}^-}{Sn_{sd}} \times 100 \quad \text{(Ec. B6, B7)}$$

Entonces se deberá verificar lo dicho previamente:

$$f^+ \leq 0.6 \times f_y \quad f^- \leq 0.6 \times f_y$$

Donde:

M+sd = Momento positivo en la lámina.

M-sd = Momento negativo en la lámina no compuesta.

P_{sd} = Carga puntual en el centro de la luz.
 L_{sd} = Luz libre de la losa.
 W_{sd} = Carga muerta por unidad de longitud.
 f₋ = Esfuerzo negativo en la lámina.
 f₊ = Esfuerzo positivo en la lámina.
 W_{wsd} = Carga distribuida.
 S_{psd} = Modulo de Sección superior.
 S_{nsd} = Modulo de Sección inferior.
 F_y = Resistencia a la fluencia del acero.

C. CALCULO DE ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL SISTEMA COMPUESTO.

Determinamos el momento de inercia de la sección transformada fisurada:

$$I_c = \frac{b \times Y_{cc1}^3}{3} + n \times A_{s_{sd}} \times Y_{cs}^2 + n \times I_{sd} \quad (\text{Ec. C1})$$

$$Y_{cc1} = d \times \left(\sqrt{2 \times \rho \times n + (\rho \times n)^2} - \rho \times n \right) \quad (\text{Ec. C2})$$

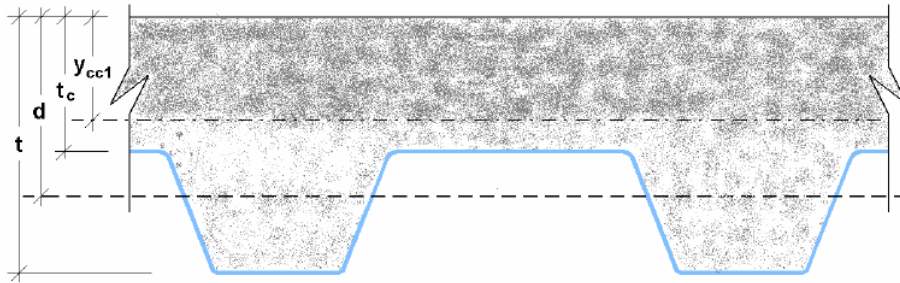
$$\rho = \frac{A_{s_{sd}}}{b \times d} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

Table 23 Ratio entre el módulo de elasticidad del Acero y del Concreto

n	f'c (kgf/cm ²)
6	420 o más.
7	320 a 420
8	250 a 320
9	210 a 250

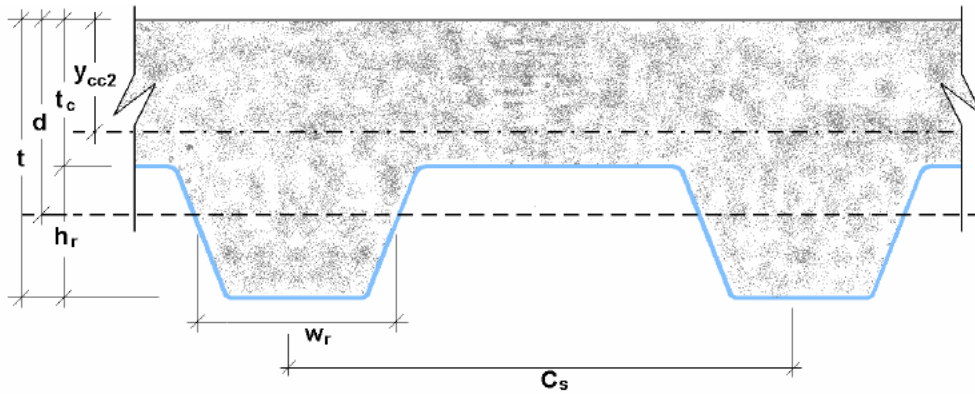
Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Figure 35



Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Figure 36



Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

Determinamos el momento de inercia de la sección transformada no fisurada será igual a:

$$I_u = \frac{b \times t_c^3}{12} + b \times t_c \times (Y_{cc2} - 0.5 \times t_c)^2 + n \times I_{sd} + n \times A_s \times Y_{cs}^2 + \frac{b}{C_s} \times \left\{ w_r \times h_r \left[\frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc2} - 0.5 \times h_r)^2 \right] \right\}$$

(Ec. C3)

Donde:

$$Y_{cc2} = \frac{0.5 \times b \times t^2 + n \times A_{s_{sd}} \times d - (C_s - w_r) \times b \times \frac{h_r}{C_s} \times (t - 0.5 \times h_r)}{b \times t + n \times A_{s_{sd}} - \frac{b}{C_s} \times h_r \times (C_s - w_r)}$$

(Ec. C4)

$$Y_{cs} = d - Y_{cc2}$$

Con:

Cs = Espacio entre ejes de valles antiguos.

Wr = Ancho medio del valle del Deck utilizado.

d = t – Ysb

Luego se calcula el momento de Inercia efectivo que será:

$$I_e = \frac{I_u + I_c}{2} \quad (\text{Ec. C5})$$

Determinamos el Yprom, como:

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2} \quad (\text{Ec. C6})$$

Calculamos ahora el módulo de sección inferior del sistema compuesto Sic (cm³) como:

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - Y_{prom}} \quad (\text{Ec. C7})$$

Donde:

t = espesor total de la losa de acero.

Para verificar los esfuerzos producidos en la lámina de acero, calculamos los momentos positivos producidos por la carga muerta y viva sin mayorar en condición de apoyo simple y lo comparamos con el esfuerzo de fluencia de la lámina del acero a un 60% de su capacidad.

Momento producido en la losa por las cargas muertas:

$$Md_{sd} = \frac{\Psi \times Wd_{sd} \times L_{sd}^2}{8} \quad (\text{Ec. C8})$$

Momento producido en la losa por las cargas vivas:

$$Ml_{sd} = \frac{Wl_{sd} \times L_{sd}^2}{8} \quad (\text{Ec. C9})$$

Donde:

Wl_{sd} = Sobrecarga admisible / Carga viva.

Ψ = Factor de reducción de carga según apuntalamiento.

1: Apuntalamiento es total

0.73: Apuntalamiento temporal en los tercios de la luz durante el vaciado.

0.63: Apuntalamiento temporal al centro de la luz durante el vaciado.

0: No existe apuntalamiento.

Por último, calculando los momentos verificamos lo siguiente:

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{ic}} \times 100 \leq 0.6 \times f_y$$

D. CONDICION DE MOMENTO ULTIMO O RESISTENCIA A LA FLEXION

Se debe de tener en cuenta que existen dos condiciones para la determinación del momento último, la primera será con una losa sub-reforzada, la segunda condición con una losa sobre-reforzada.

Para poder definir ante que condición nos encontramos, se deberá verificar si la cuantía del sistema es menor o mayor que la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{F_y} \times \frac{0.003 \times (t - h_r)}{\left(0.003 + \frac{F_y}{E_s}\right) \times d} \quad \text{(Ec. D1)}$$

Donde:

β_1 = Para concreto con F_c menores a 280, este se reducirá un 5% en cada incremento de 70 % en la resistencia del concreto.

Cuando $p < p_b$, el cálculo para momento nominal será:

$$M_n = A s_{sd} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{(Ec. D2)}$$
$$a = \frac{A s_{sd} \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

Donde:

A_{ssd} = Área de acero neta de la lámina por unidad de ancho

El momento de diseño será igual $M_d = \phi * M_n$

Donde:

$\phi = 0.9$, Coeficiente de reducción para falla de flexión sub-reforzada

Eventualmente las fallas que se espera obtener es la de una losa sub-reforzada, dado que el concreto es un material frágil, si la losa fuera sobre-reforzada, podríamos enfrentarnos a una falla tipo colapso.

E. DISEÑO POR CORTANTE:

1. Verificación por cortante:

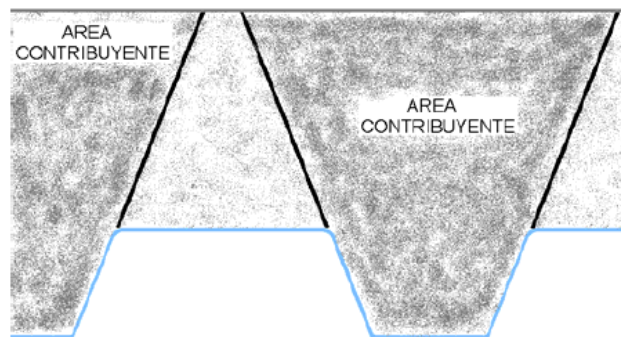
La resistencia a la corte proporcionada por el concreto V_c se supone que es la misma para vigas con y sin esfuerzo por corte, y se toma como el corte que provoca un agrietamiento inclinado significativo.

Al no llevar acero adicional por corte este tipo de sistemas de losas, se acepta que el corte será tomado netamente por la losa de concreto, y se obvia que la lámina de acero aporte en la resistencia del corte. Así, se considera que el cortante nominal es:

$$V_n = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times A_c \quad (\text{Ec. E1})$$

El Área contribuyente del concreto (A_c) es igual al área formada por las áreas sombreadas:

Figure 37



Fuente: Manual técnico para el uso de placas colaborantes

La cortante ultima a considerar en los apoyos será:

$$\underline{V_u} = \frac{\psi \times Wd_{sd} \times l_{sd}}{2} + \frac{Wl_{sd} \times L_{sd}}{2} \quad (\text{Ec. E2})$$

El requisito a cumplir será el siguiente:

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

Donde:

$\phi = 0.85$, Coeficiente de reducción por corte.

F. ESFUERZO ADMISIBLE A COMPRESION EN EL CONCRETO:

Para controlar los efectos de compresión del concreto, el ACI estipula que el esfuerzo S_{adm} será igual al 45% del F'_c del concreto.

Luego los esfuerzos nominales a la compresión serán iguales a:

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{cc} \times n} \times 100 \leq S_{adm} = 0.45 \times f'_c \quad (\text{Ec. F1})$$

Donde:

Modulo elástico de sección superior para la sección compuesta (cm³).

$$S_{cc} = \frac{I_{prom}}{Y_{prom}} \quad (\text{Ec. F2})$$

Ratio de módulos de Young del acero y del concreto:

$$n = E_s / E_c$$

G. DEFLEXION DEL SISTEMA COMPUESTO:

Para las deflexiones inmediatas debido a las cargas propias, dependiendo si están apuntaladas o no, más las cargas vivas:

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{(Wd_{sd} + Wl_{sd}) \times L_{sd}^4}{E_c \times I_e} \times 10^6 \quad (\text{Ec. G1})$$

Donde:

$$E_c = 15000 \times \sqrt{f'_c}$$

Para calcular las deformaciones diferidas o deformaciones a largo plazo, una buena estimación será considerar lo siguiente:

$$\Delta_{LT} = \Delta'_{st} \times \left[2 - 1.2 \times \frac{A'_s}{A_s} \right] \quad (\text{Ec. G2})$$

Donde:

A's = Acero en compresión en cm² por unidad de ancho.

Para efectos de cálculo, se asume el área del acero de temperatura como el acero en compresión adicional al acero de refuerzo.

Finalmente, se debe verificar que la deformación total de la losa no exceda la deformación admisible:

MARCO CONCEPTUAL

- Análisis Comparativo:

Un análisis comparativo se basa en procesos sistemáticos donde se busca una contrastación de fenómenos ocurridos en el área de estudio, como principal objetivo se investigan las similitudes y diferencias que existen entre estas. El resultado es el de conseguir datos que conduzcan a la definición de un problema o al mejoramiento de los conocimientos.

- Presupuesto:

Un presupuesto es el cálculo que se realiza con anticipación tanto de los ingresos como de los gastos de una empresa, una entidad pública, un estado, o simplemente de la economía familiar. Para construcción, comprende un listado completo de todas las partidas que conforman una obra civil, desde su inicio hasta su término.

- Análisis Comparativo Presupuestal:

El análisis comparativo presupuestal se realiza con la finalidad de dar a conocer el comportamiento de ingresos y egresos correspondientes a dos temas de estudio.

Con esto se explora alternativas nuevas, que brinden mayores beneficios y sobre todo que permitan al investigar solucionar la incertidumbre respecto las opciones más rentables, viéndolo desde el aspecto estético, tiempo, entre otros, todos orientados al beneficio económico.

- Diseño Estructural:

El diseño estructural es una mezcla de arte y ciencia que combina los sentimientos intuitivos del ingeniero con los principios de la estática, dinámica, mecánica de los materiales y el análisis estructural, para producir una estructura segura que sirva sus propósitos. (Luis Zapata Baglietto – Diseño Estructural en Acero – Capítulo 1)

- Concreto Armado:

El concreto armado es la combinación del cemento, grava, arena y acero en armadura para que juntos formen un sistema constructivo. La colocación de las armaduras depende de la ubicación de la zona de tracción, es decir del lugar donde las vigas, columnas o demás componentes se flexionarán, asimismo en los cimientos.

- Diseño estructural de Concreto Armado:

Como su nombre lo indica son estructuras de concreto armado, donde la condición de la estructura depende principalmente de la calidad del material y de la habilidad de los operarios, a esto se le suma ensayos para su verificación. Una característica de este tipo de estructuras es que no hay límites en cuestión de formas y tamaños, sin embargo, presentan gran rigidez, su conducta del comportamiento es incierto y una falla en la estabilidad puede generar su colapso. Este tipo de estructuras actualmente anuncian una gran revolución en su resistencia, llegando a soportar desde 175 a 600 kilogramos por centímetro cuadrado, gracias a aditivos químicos que grandes industrias proporcionan.

- Acero:

El acero es obtenido mediante la aleación del hierro, el carbono y en pequeñas cantidades otros elementos como fósforo, silicio, azufre y oxígeno. Mientras que el acero para estructuras se fabrica a través de un proceso de laminado en caliente, se emplea en todo tipo de estructuras y posee un límite de fluencia de 250 Mega Pascales.

- Diseño estructural en Acero:

Son estructuras que son armadas en acero, en forma de esqueleto, donde la acción estructural se aproxima a las idealizaciones lineales. Este tipo de diseños se caracterizan por su esbeltez y porque se cotizan por medio de la masa del material. Además, presentan gran vulnerabilidad a la corrosión lo que hace necesario un recubrimiento galvanizado (recubrimiento de zinc) en la mayoría de los casos. Sin embargo, presenta gran resistencia a compresión y tracción, por lo que no se necesita de otro material a trabajar.

HIPÓTESIS

“El análisis comparativo presupuestal entre los Diseños en concreto armado y en acero indicara, que el diseño en concreto armado resulta más económico que el de acero”

VARIABLES

VARIABLE DEPENDIENTE:

“Costo”

VARIABLE INDEPENDIENTE:

“Sistema estructural de Concreto Armado”

“Sistema estructural en Acero”

VI. METODOLOGÍA EMPLEADA

TIPO DE INVESTIGACION:

Debido a la naturaleza de la investigación esta sería del tipo: Cuantitativo

POBLACION Y MUESTRA DEL ESTUDIO:

Población: Provincia de Contumazá en el Departamento Cajamarca con una población aproximada a los 32 000 habitantes.

Muestra: El Caserío de Totorillas ubicado en el distrito de Guzmango, un pequeño pueblo de pobreza extrema que cuenta con solamente 96 viviendas aproximadamente.

TECNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACION:

Para el desarrollo de la investigación se hizo uso de los planos arquitectónicos del colegio, además de su estudio de suelos, con el fin de tener a la mano todos los datos necesarios para el modelamiento, análisis y diseño estructural. Además, se utilizaron las distintas normativas para el análisis sísmico resistente, asignación de cargas y para el diseño con los sistemas de Concreto Armado y Acero.

DISEÑO DE INVESTIGACION

Debido a lo que se ejecutó en la investigación, nuestro diseño de investigación sería:

Descriptivo – Comparativo

PROCEDIMIENTO

1. Se obtuvo los planos arquitectónicos junto con el estudio de suelos de la Institución Educativa N82629 del Caserío Totorillas.
2. Se elaboró el diseño estructural de concreto armado para la Institución Educativa, donde se detalló los siguientes pasos: Estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas, análisis sismo resistente, diseño de elementos estructurales.
3. Se elaboró el diseño en Acero Estructural para la Institución Educativa, donde se detalló los siguientes pasos: Estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas, análisis sismo resistente, diseño de perfiles de acero.
4. Se elaboró el presupuesto estructural de la Institución Educativa para ambos sistemas estructurales.
5. Se comparó el presupuesto de ambos sistemas, y se determinó cual resulta más viable económicamente.

PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE DATOS

Para nuestro procesamiento y análisis de datos se tomó uso de distintos softwares como los siguientes:

- **ETABS:**
El programa ETABS se usó para modelar.
- **SAP 2000 Y SAFE:**
El programa SAP 2000 se usó para modelar la edificación en Concreto Armado.

El SAFE se utilizó para verificar las presiones ejercidas en el suelo para las secciones que se les asignó a las zapatas (cimientos) mediante su diseño.
- **S10 COSTOS Y PRESUPUESTOS:**
El programa S10 se utilizó para el cálculo del presupuesto por partida de cada diseño realizado en la tesis, concreto armado y acero estructural.
- **MICROSOFT EXCEL:**
Este medio se utilizó para realizar los cálculos creando una plantilla de Excel como la comprobación de las derivas de la estructura, se realizaron gráficas para los diagramas de interacción en el diseño de columnas, etc.

CAPITULO II: ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

I. ARQUITECTURA

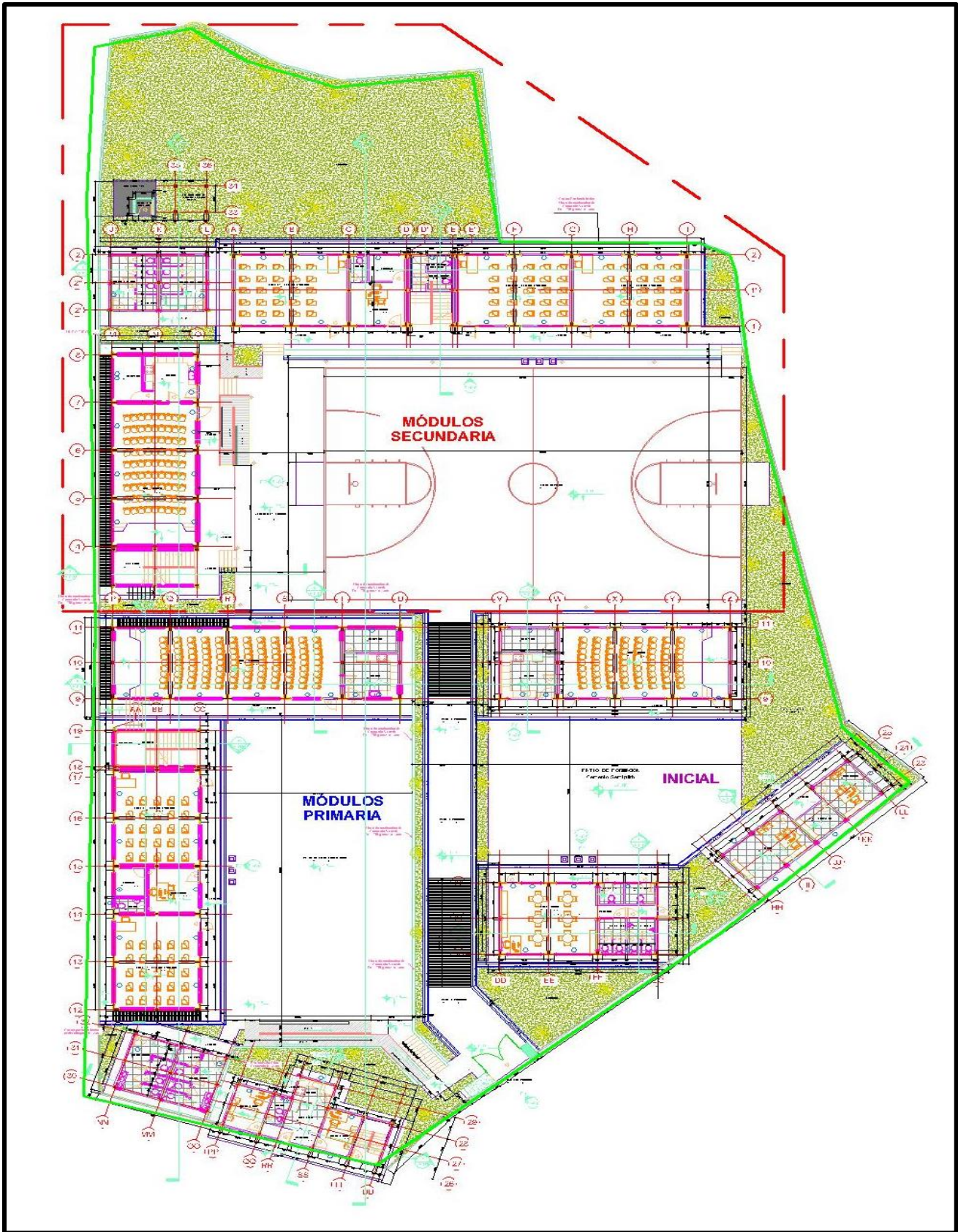
El colegio se encuentra ubicado en el caserío de Totorillas, en el distrito de Guzmango, Contumaza, en el departamento de Cajamarca. No cuenta con edificaciones colindantes. El terreno cuenta con un frente de 73.11 m, sus lados derecho e izquierdo cuentan con 67.54 y 90.24 m respectivamente. Lo que nos da un total de 4046.72 m². Nuestro proyecto consta de 10 bloques independientes los cuales han sido nombrados de la A a la J para una mayor claridad al trabajar.

- Bloque A: Dirección, Tópico y Almacén educativo (1 piso)
- Bloque B: Sala de usos Múltiples (1piso)
- Bloque C: Baños Inicial (1 piso)
- Bloque D: Dormitorios, Comedor, Cocina (2 pisos)
- Bloque E: Baños Primaria (1 piso)
- Bloque F: Aulas (2 pisos)
- Bloque G: Sala de usos Múltiples (1piso)
- Bloque H: Aulas (2 pisos)
- Bloque I: Baños Secundaria (1 piso)
- Bloque J: Aulas (2 pisos)

En lo que se refiere al diseño estructural, dadas las características arquitectónicas del edificio, este se ha estructurado en base a un diseño aporricado y de albañilería confinada, formados por columnas, vigas y muros con acero de refuerzo. Así mismo se ha resuelto emplear losa aligerada de 25cm de espesor. Los cálculos referentes al comportamiento del edificio bajo acción de cargas verticales y horizontales provenientes de un sismo se hicieron a través de los programas de cálculo estructural ETABS y SAP2000 (superestructura), los cuales nos proporcionan una mayor similitud de nuestro modelo de estructura con la realidad y de esta manera obtener un diseño más eficiente permitiéndonos reducir los costos de construcción de la estructura al no estar sobre diseñada. Los presupuestos se realizaron en el programa S10 Costos y Presupuesto, utilizando precios unitarios propios de la zona.

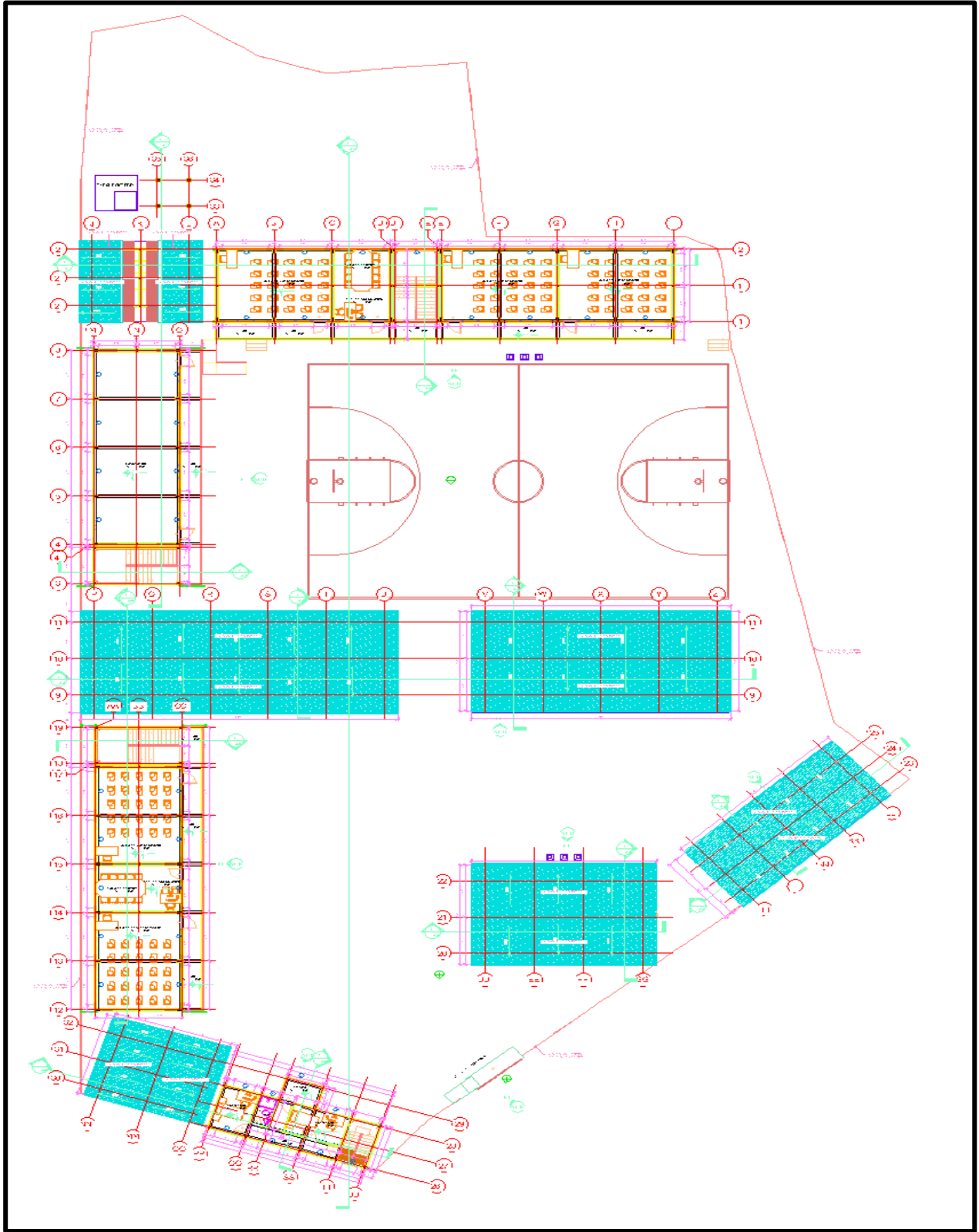
A continuación, se muestran la distribución en planta de la edificación:

Figure 38 Plano de Arquitectura 1er Piso



Fuente: Propia

Figure 39 Plano de Arquitectura 2do Piso



Fuente: Propia

II. ESTRUCTURACIÓN

Estructurar un edificio significa tomar decisiones en conjunto con otros profesionales que intervienen en la obra

acerca de las características y disposición de los elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil; es decir, que tanto las cargas permanentes (peso propio, acabados, etc.) como las eventuales (sobrecarga, sismo, viento, etc.), se transmitan adecuadamente hasta el suelo de cimentación. Para conseguir estos objetivos en un país sísmico como el nuestro, se estructura con los siguientes criterios:

- Resistencia
- Rigidez lateral, en las dos direcciones de la planta.

Así pues, el edificio en estudio se ha estructurado principalmente por pórticos de concreto armado ubicados de manera simétrica en el área del edificio, que van desde la cimentación hasta el tímpano, que en conjunto con las columnas, vigas peraltadas y techos aligerados conforman un edificio que cumplen con los criterios fundamentales de estructuración antes mencionados. Para reducir problemas en la estructura asociados a los asentamientos de la cimentación o a los cambios de temperatura se optado por dividir la edificación en Bloques (A, B, C, D, E, F, G, H, I y K (coliseo). Lo que además mejorará el desempeño de la edificación frente a la acción de los sismos y permitirá adecuar el nivel de cimentación con el perfil de la arquitectura

LOSAS ALIGERADAS Y TECHOS:

Se ha escogido el sistema de losa aligerada unidireccional, ya que es un sistema común en nuestro país por su menor peso y porque los ladrillos entre viguetas proporcionan acústica, aislamiento, además facilita las instalaciones eléctricas y sanitarias. Los ladrillos encofran a las viguetas de concreto armado, estas se dispondrán en el sentido de menor longitud del ambiente. La losa aligerada estaría compuesta por bloques de ladrillo de dimensiones 30x25x15cm, los cuales se colocarán entre viguetas de 10cm de ancho, cada una espaciadas a 40cm entre sus aceros, con una losa superior de 5 cm, dando a la losa un espesor de 20cm. Por otro lado, contamos con un paño de losa maciza ubicada para la escalera en los módulos de dos pisos, y también una losa aligerada inclinada con una pendiente del 25% para el diseño del techo superior.

VIGAS:

Las vigas se dispondrán de tal manera que unan las columnas entre sí para que formen pórticos en un eje, mientras que, en el eje opuesto de menor longitud, sirvan de confinamiento junto con las columnas para los muros de albañilería.

Se dispondrá de vigas peraltadas en las luces con mayor longitud, y con vigas de borde para confinar el volado sobresaliente en los techos inclinados.

COLUMNAS:

Las columnas se dispondrán en la parte interior y exterior del edificio, en un inicio se emplearon columnas rectangulares, pero tras el análisis sísmico realizado, vimos que era necesario implementar la rigidez de la estructura en los Ejes, haciendo que pasen de ser algunas rectangular a diseñar columnas en T y en L.

Las columnas estarán ubicadas y distanciadas de tal manera que formaran pórticos y su distribución respetaran el requerimiento arquitectónico del edificio.

MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA:

Los muros tienen como finalidad tomar el mayor porcentaje de fuerza sísmica a la vez que proveen a la estructura rigidez lateral, evitando desplazamientos excesivos, que podrían dañar a los demás elementos estructurales de la edificación.

Con el fin de respetar la arquitectura del edificio se implementó muros de albañilería confinada en los Ejes con menor longitud de largo.

ESCALERA:

La escalera es el elemento que sirve de escape en caso ocurra un siniestro (sismo, incendio, etc). Por lo que se debe prestar especial atención en su diseño. La escalera es un elemento muy rígido por lo que es conveniente aislarlo de la estructura. En el proyecto la escalera solo se encuentra en los módulos de dos pisos, y se aisló mediante una junta como se puede apreciar en los planos arquitectónicos y posteriormente estructurales. Los descansos de la escalera se apoyan en una viga peraltada y en un paño de losa maciza respectivamente.

III. PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento de los elementos estructurales se utilizó como un procedimiento previo al cálculo del análisis. Se establecieron dimensiones orientativas referente a los

principales elementos estructurales, permitiéndonos afinar el proceso de análisis que finalmente fue modificado por un cálculo más exhaustivo.

Para su elaboración se recurrió a fórmulas matemáticas de valores cuya variable representa porcentajes pequeños en el cómputo de las ecuaciones, a criterios estadísticos, a conclusiones empíricas, tablas proporcionadas por el RNE, entre otros.

LOSA ALIGERADA

El proyecto abarca principalmente losas aligeradas unidireccionales, esto para facilitar los cálculos; solo se consideró losas macizas en las escaleras. Las cargas que actúan en las losas son perpendiculares al plano de esta, por lo que se concluye que su comportamiento esta dominando esencialmente por la flexión.

Para el predimensionamiento de losas se consideró los siguientes criterios:

Si: $S/C > 300 \text{ kg/m}^2$, entonces:

Table 24 Peralte

S/C	350	400	450	500
PERALTE	L/22	L/21	L/20	L/19

Fuente: Elaboración Propia

Si: $S/C < 300 \text{ kg/m}^2$, entonces:

$$H = \frac{L_n}{25}$$

Donde:

H: Peralte de la losa

L_n : longitud de la luz (tramo mayor)

Siendo la longitud de la luz máxima 3.38 m, se obtiene que:

$$H = \frac{3.38}{25} = 0.1352 \text{ m}$$

Por diseño se redondea el valor obtenido previamente por lo que al final se decide trabajar con un peralte de losa de $h = 0.20$ m, se ha considerado el mismo espesor de losa para todos los pisos.

Para la losa maciza se utilizó una aproximación, donde se consideró espesores menores en 5 cm a los indicados para las losas aligeradas.

$$e_{\text{maciza}} = e_{\text{aligerada}} - 5 \text{ cm}$$

$$e_{\text{maciza}} = 15 \text{ cm}$$

VIGAS

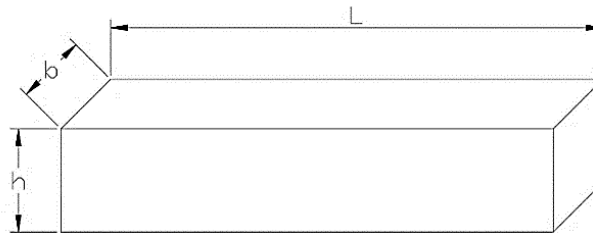
Las vigas son elementos estructurales que soportan la carga directa de las losas y las transmiten otras o directamente a las columnas, placas o muros de albañilería dependiendo el tipo de construcción y diseño.

En base a lo leído en el libro de Diseño en Concreto Armado del Ingeniero Roberto Morales Morales, obtuvimos las dimensiones de las vigas con los siguientes criterios:

$$h = \left(\frac{1}{10} a \frac{1}{12} \right) L$$

$$b = \left(\frac{1}{2} a \frac{1}{3} \right) L$$

Figure 40



Fuente: Elaboración propia

Donde:

h: Peralte de viga (incluye espesor de losa)

b: Ancho de viga

L: Luz libre de viga entre ejes

La Norma E-0.60 del RNE, indica que el ancho mínimo de viga es de 25 cm en el caso de que formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado, esto ayudara también a reducir las cangrejeras.

Entonces como ejemplo tenemos que:

Para el bloque “H” del nivel secundario tenemos una Luz máxima de la Viga VP31: 2.8 m

$$h = \frac{1}{12} \times 2.8 = 0.2333 \text{ m}$$

$$b = \frac{1}{2} \times 2.8 = 0.1167 \text{ m}$$

Table 25 Bloque H

BLOQUE H									
	VP31	VP32	VP33	VP34	VP35	VP36	VP31-1	VP31-2	VP31-3
LUZ LIBRE	2.8	3.38	2.72	2.57	5.4	1.35	3	3.94	3.8
H	23.33	28.17	22.67	21.42	45.00	11.25	25.00	32.83	31.67
b	11.67	14.08	11.33	10.71	22.50	5.63	12.50	16.42	15.83
H	25	30	25	25	45	15	25	35	35
b	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Fuente: Elaboración propia

Cabe mencionar que los datos obtenidos en la tabla con el programa Excel no son definitivos, estos han ido variando al momento de realizar nuestro análisis en el programa SAP200 debido a diversas razones como, por ejemplo, el tipo de viga y el total de cargas que estas soportan, la inercia con respecto a las columnas, la estética del proyecto para que no queden sobresaliendo la losa, entre otros.

COLUMNAS

Las columnas son soportes verticales que transmiten la carga de la estructura hacia los cimientos. Las dimensiones, el armado de acero y las especificaciones estarán en razón directa al tipo de esfuerzos a los que estas estarán sometidas. A continuación, se hallará una sección aproximada de columna, estas servirán para poder iniciar nuestro análisis, finalmente serán modificadas después de hacer un análisis estructural más detallado.

Existen diversos criterios para poder dimensionar una columna, en este caso hemos visto oportuno utilizar uno que trabaja directamente con el P de servicio. Se trabajará con un concreto de 210 kg/m²

Entonces tenemos que:

$$A_{columna} = P_{servicio} \times f'_c \times coef. \text{ colum}$$

$$P_{servicio} = A \times P \times N$$

Donde:

A: Área tributaria

P: Peso

N: número de pisos

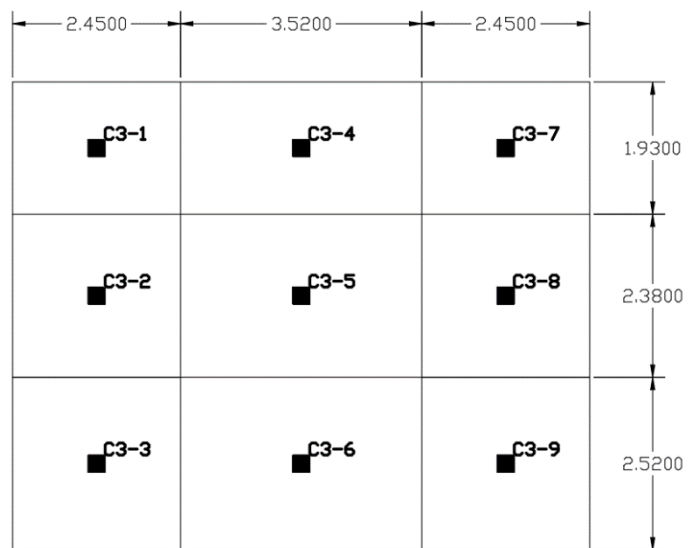
Según la E0.30, Normal Sismo resistente del Perú:

- Edificaciones tipo A: 1500 kg/m²
- Edificaciones tipo B: 1300 kg/m²
- Edificaciones tipo C: 1000 kg/m²

El reglamento de edificaciones también menciona que para columnas centradas el coeficiente es de 0.45, mientras que para columnas esquinadas y excéntricas este disminuye a 0.35.

A continuación, se halla el área tributaria:

Figure 41 Áreas Tributarias



Fuente: Elaboración propia

Table 26 Área Tributaria

COLUMNA	AREA TRIBUTARIA (m2)
C3-1	4.729
C3-2	5.831
C3-3	6.174
C3-4	4.864
C3-5	8.378
C3-6	8.870
C3-7	4.729
C3-8	8.036
C3-9	6.174

Fuente: Elaboración propia

Table 27 Pservicio (kg)

BLOQUE	COLUMNA	AREA TRIB. (m2)	PESO (kg/m2)	N° PISOS	P servicio (kg)
I = E	C3-1	4.729	1500	1	7093
	C3-2	5.831	1500	1	8747
	C3-3	6.174	1500	1	9261
	C3-4	4.864	1500	1	7295
	C3-5	8.378	1500	1	12566
	C3-6	8.870	1500	1	13306
	C3-7	4.729	1500	1	7093
	C3-8	8.036	1500	1	12054
	C3-9	6.174	1500	1	9261

Fuente: Elaboración propia

Table 28 Resumen

P servicio (kg)	f'c (kg/cm2)	coef. TIPO COLUMNA	AREA COLUMNA (cm2)	AREA MIN. COLUM. (cm2)	OK!	"a" LADO COLUM. (cm2)	SECCION
7093	210	0.35	96.500	625.000	NO CUMPLE	9.823	25X25
8747	210	0.35	119.000	625.000	NO CUMPLE	10.909	25X25
9261	210	0.35	126.000	625.000	NO CUMPLE	11.225	25X25
7295	210	0.35	99.257	625.000	NO CUMPLE	9.963	25X25
12566	210	0.45	132.978	625.000	NO CUMPLE	11.532	25X25
13306	210	0.35	181.029	625.000	NO CUMPLE	13.455	25X25
7093	210	0.35	96.500	625.000	NO CUMPLE	9.823	25X25
12054	210	0.35	164.000	625.000	NO CUMPLE	12.806	25X25
9261	210	0.35	126.000	625.000	NO CUMPLE	11.225	25X25

Fuente: Elaboración propia

El área mínima obtenida anteriormente no cumple con lo requerido por el RNE, por ello se analizarán secciones de 25 x 25 en todas las columnas del bloque, estas dimensiones variarán dependiendo las cargas y criterios que se vayan encontrando en el diseño a lo largo del análisis.

También se ha de tener en cuenta que los lados de la columna deben ser entre el 70% y 80% del peralte de la viga.

ESCALERA

La escalera se dimensionará cumpliendo lo estipulado en el Reglamento Nacional de Construcciones, donde se debe cumplir que:

$$60 \text{ cm} \leq 2c_p + p \leq 64 \text{ cm}$$

Donde:

c_p : contrapaso

p : paso

El predimensionamiento de las escaleras del Colegio están dadas según el plano de arquitectura, cumpliendo con lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, sin embargo, estas pueden variar si en el análisis y diseño se ve prudente hacerlo.

IV. METRADO DE CARGAS

Las estructuras deberán resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. El metrado de cargas verticales es un complemento del metrado para el diseño Sismo resistente de la estructura.

El metrado de cargas es un proceso, mediante el cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales (losas, vigas columnas, etc.).

Los tipos de carga que se usaran en el metrado son las siguientes:

CARGA MUERTA:

Son cargas de gravedad que actúan durante la vida útil de la estructura, como: el peso propio de la estructura, el peso de los elementos que complementan la estructura como: acabados, tabiques, maquinarias.

CARGA VIVA O SOBRECARGA:

Son cargas gravitacionales de carácter movable, que actúan en forma esporádica. Entre estas se tienen: el peso de los ocupantes, muebles, nieve, agua, etc.

Las cargas unitarias a usarse serán las siguientes:

- ✓ Peso específico del concreto: 2400 kg/m³
- ✓ Aligerado (h = 20cm): 300 kg/m²
- ✓ Acabados: 100 kg/m²
- ✓ Material de teja: 50 kg/m²

Sobrecargas a usarse:

- ✓ Aulas: 250 kg/m²
- ✓ Hall y escalera: 400 kg/m²
- ✓ Techo: 100 kg/m²

METRADO DE CARGAS DE ALIGERADOS:

ALIGERADO PRIMER PISO:

Cargas Muertas:

Peso Propio = 300 kg/m²

Piso terminado (Acabados) = 100 kg/m²

Peso total = 400 kg/m²

Cargas vivas:

Sobrecarga = 250 kg/m²

Carga ultima de rotura – NTE 060 (Concreto armado)

$$W_u = 1.4C_M + 1.7C_V = 1.4 \times 400 + 1.7 \times 250 = 985 \text{ Kg/m}^2$$

ALIGERADO PRIMERO PISO VOLADO:

Cargas Muertas:

Peso Propio = 300 kg/m²

Piso terminado (Acabados) = 100 kg/m²

Peso total = 400 kg/m²

Cargas vivas:

Sobrecarga = 400 kg/m²

Carga ultima de rotura – NTE 060 (Concreto armado)

$$W_u = 1.4C_M + 1.7C_V = 1.4 \times 400 + 1.7 \times 400 = 1240 \text{ Kg/m}^2$$

ALIGERADO TECHO (SEGUNDO NIVEL):

Cargas Muertas:

Peso Propio = 300 kg/m²

Piso terminado (Material de teja) = 50 kg/m²

Peso total = 350 kg/m²

Cargas vivas:

Sobrecarga = 100 kg/m²

Carga ultima de rotura – NTE 060 (Concreto armado)

$$W_u = 1.4C_M + 1.7C_V = 1.4 \times 350 + 1.7 \times 100 = 660 \text{ Kg/m}^2$$

Table 29 Resumen de Espesor de Losa

Nivel		h	CM	CV	Wu
		(m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)
1er Piso		0.2	400	250	985
Volado 1er Piso		0.2	400	400	1240
Techo		0.2	350	100	660

Fuente: Elaboración propia

METRADO DE VIGAS

Los elementos estructurales como las vigas se encuentran sujetas a las cargas transmitidas por los aligerados, así como las cargas que actúan sobre ellas como su peso propio, peso de tabiquería, etc.

Vamos a proceder a tomar la viga VP2 – 25X35, ubicada en el Eje “B” y “D”, su carga vertical en cada eje es distinta debido a la tabiquería del edificio que se encuentra encima de ellas.

Carga permanente VP2 EJE “B”:

$$\text{Carga directa: Peso Propio} = 0.25 \times 0.35 \times 2400 = 210 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga de losa: Peso Propio} = 300 \times 2.8 = 840 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Acabado} = 100 \times 2.8 = 280 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tabiquería} = 145 \times 1.05 \times 0.15 = 22.84 \text{ kg/m}$$

$$\text{WD} = 1352.84 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga: Carga viva} = 250 \times 2.8 = 700 \text{ kg/m}$$

$$\text{WL} = 700 \text{ kg/m}$$

Carga permanente VP2 EJE “D”:

$$\text{Carga directa: Peso Propio} = 0.25 \times 0.35 \times 2400 = 210 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga de losa: Peso Propio} = 300 \times 2.8 = 840 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Acabado} = 100 \times 2.8 = 280 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tabiquería} = 145 \times 2.1 \times 0.15 = 45.68 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{WD = 1375.68 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Sobrecarga: Carga viva} = 250 \times 2.8 = 700 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{WL = 700 \text{ kg/m}}$$

ANALISIS SISMICO:

Nuestro país se encuentra en una zona altamente sísmica, donde los desplazamientos laterales y las fuerzas sísmicas son parámetros que condicionan en gran medida los proyectos de edificaciones. La Norma Peruana E.030 (2014) establece un procedimiento dinámico para el análisis de cualquier tipo de edificio y de igual manera establece un método estático para edificios regulares y de baja altura, en ambos métodos la fuerza cortante en la base tiene un valor mínimo V_{min} con el fin de garantizar una resistencia horizontal mínima en las edificaciones, por eso en la parte final del análisis comparamos las cortantes obtenidas de ambos métodos a fin de cumplir con lo mínimo establecido.

PROCEDIMIENTO DEL ANALISIS:

Para el análisis sísmico, tomaremos de Ejemplo el modelamiento y análisis del Bloque H (Modulo de dos pisos) realizado en el programa SAP 2000. Se definió un modelo estructural de pórticos en un eje, y en el eje opuesto de Muros de albañilería confinada. Se siguieron los siguientes pasos:

Modelamiento del edificio:

- Se definieron la ubicación de los pórticos a modelar en el edificio.
- Se definieron las propiedades del material de concreto con una resistencia a la compresión (F_c) de 210 kg/cm². Un módulo de Elasticidad (E_c) de 2173706.5 kg/cm², un módulo de poisson (ν) de 0.2.

Figure 42 Propiedades del Concreto – SAP 2000

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (CONCRETO 210), 'Material Type' (Concrete), and 'Material Grade' (Fc 210). The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (24) and 'Mass per Unit Volume' (0.2447). The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus Of Elasticity, E' (2173706.5), 'Poisson, U' (0.2), 'Coefficient Of Thermal Expansion, A' (9.900E-06), and 'Shear Modulus, G' (905711). The 'Other Properties For Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, fc' (2100) and 'Expected Concrete Compressive Strength' (2100). There is a checkbox for 'Lightweight Concrete' and a 'Switch To Advanced Property Display' checkbox. The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons.

FUENTE: Programa SAP2000

- Se definieron las propiedades del material de acero para refuerzo grado 60, con una resistencia a la tracción (F_y) de 4200 kg/cm² y un módulo de elasticidad (E_a) de 21000000 kg/cm².

Figure 43 Propiedades del Acero de refuerzo – SAP 2000

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a reinforcement steel material. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (ACERO REFUERZO), 'Material Type' (Rebar), and 'Material Grade' (Grade 60). The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' (7.849) and 'Mass per Unit Volume' (0.8004). The 'Uniaxial Property Data' section includes 'Modulus Of Elasticity, E' (21000000), 'Poisson, U' (0), 'Coefficient Of Thermal Expansion, A' (1.170E-05), and 'Shear Modulus, G'. The 'Other Properties For Rebar Materials' section includes 'Minimum Yield Stress, F_y ' (42000), 'Minimum Tensile Stress, F_u ' (63276.27), 'Expected Yield Stress, F_{ye} ' (46402.6), and 'Expected Tensile Stress, F_{ue} ' (69603.89). There is a 'Switch To Advanced Property Display' checkbox. The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons.

FUENTE: Programa

- Se definieron las propiedades del material de Albañilería con una resistencia a la compresión (F_m) de 65 kg/cm². Un módulo de Elasticidad (E) de 243750 kg/cm² y un módulo de poisson (ν) de 0.25.

Figure 44 Propiedades de Albañilería – SAP 2000

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in SAP 2000. The dialog is divided into several sections:

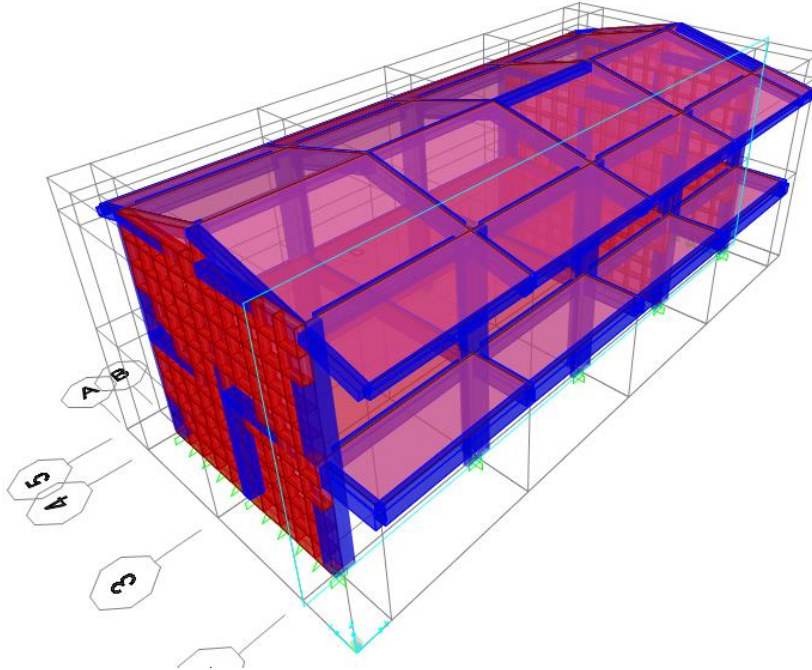
- General Data:** Material Name and Display Color is 'ALB' with an orange color swatch. Material Type is 'Other'. Material Grade is 'Fm = 65'. There is a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is '1.9'. Mass per Unit Volume is '0.1937'. Units are set to 'Tonf, m, C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E is '243750'. Poisson, U is '0.25'. Coefficient Of Thermal Expansion, A is '1.170E-05'. Shear Modulus, G is '97500'.

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked), and 'OK' and 'Cancel' buttons.

FUENTE: Programa SAP2000

- Se definieron en el programa las secciones de los elementos estructurales, columnas, vigas, losas aligeradas, muros de albañilería.
- Definido lo dicho anteriormente, se procedió al armado de los pórticos. La cimentación se modelo como empotrada. Se asignaron brazos rígidos a las vigas, para de esa manera con fines de análisis, el programa no considere en las uniones el peso combinado de las columnas y vigas. Se asignaron diafragmas rígidos a los diferentes niveles del edificio, para el caso de la losa inclinada, no se le asigno un diafragma rígido, ya que la pendiente de inclinación del techo se consideró como mínima suficiente, de esta manera el programa SAP 2000 lo analizaría como un diafragma rígido sin ser necesario asignarlo.

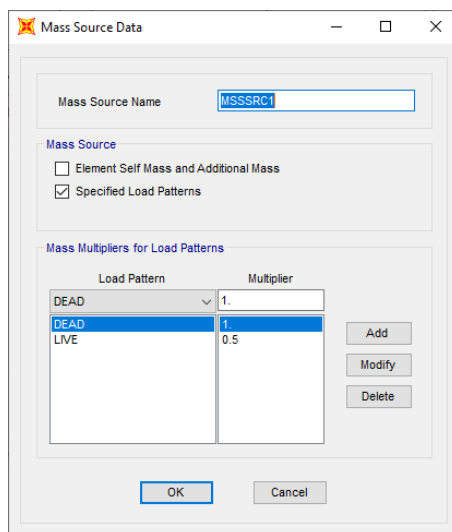
Figure 45 Modelamiento Bloque H – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

- Se asignaron las Cargas Muertas y vivas a los elementos estructurales de la edificación. Para efectos sísmicos, se le asigno al peso sísmico de la edificación un 50% de la carga viva actuante al ser una Edificación de Categoría A (Capitulo 4.3 Norma E030).

Figure 46 Peso sísmico – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

Análisis Sísmico – Estático:

- Determinamos la Fuerza Cortante en la Base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, esta se determina por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z U C S}{R} * P$$

Donde:

Z = Factor de Zona.

U = Factor de Uso.

C = Factor de Amplificación Sísmica.

S = Factor de Tipo de Suelo.

R = Coeficiente de Reducción.

P = Peso Sísmico de la Edificación.

Los componentes de la fórmula de la Fuerza cortante se obtuvieron de la Norma Peruana Sismorresistente E030. A continuación, detallaremos que valores se le otorgara a cada uno.

El proyecto es realizado en Cajamarca donde según la Norma de Sismorresistente E030 se señala como Zona 3, por consecuente el Factor de zona (Z):

$$Z=0.35$$

Según el Capítulo 2.3 que habla sobre las condiciones geotécnicas, se puede observar junto con el Estudio de Suelos, que el tipo de suelo en la cimentación del proyecto pertenece al Perfil **Tipo S2** (Suelos con características intermedias) con lo que de la Tabla N°3 de la Norma Sismorresistente E030, se puede determinar el valor del **Perfil S2 es de 1.15**.

En la Tablas N°4 de la E030, se pudo obtener que el **Tp = 0.6** y el **TL = 2**, donde TP es el periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo y el S es el Factor de Suelo.

Del Capítulo 2.5 que habla del factor de amplificación sísmica (C), se tomó la siguiente formula:

$$C = 2.5x \frac{T_p}{T}$$

Si $T < T_p$ entonces $C=2.5$

En el capítulo 3 de la Norma E030, que habla sobre la categoría, sistema estructural. Se pudo obtener que la estructura (Bloque H) pertenecía a la Categoría A, de las edificaciones esenciales, por lo que su factor de uso (U) que le correspondía era: $U = 1.5$

COEFICIENTE DE REDUCCION (R):

Siguiendo los parámetros establecidos en el **Capítulo 3.4 de la norma E030**, para el análisis del Bloque H en el estado actual se ha considerado para la dirección X un coeficiente de $R = 7$, este por ser un sistema de concreto armado dual, para la dirección Y un coeficiente $R = 3$ por ser un sistema de Muro de Albañilería Confinada.

Para el Cálculo de la Cortante en la Base se reemplazaron los valores de la siguiente manera:

Dirección en X:

Sistema Estructural dual con un $R = 7$

Cálculo del Periodo (T): $T = hn/CT = 7/60 = 0.12s$

C aprox = 2.5

$ZUCS/R = (0.35 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.15) / 7 = 0.2156.W$

Donde W es el peso de la estructura el cual el programa lo calcula automáticamente, al ingresar el valor en la **Figura 46**.

Dirección en Y:

Sistema Estructural de Muro de Albañilería con un $R = 3$

Cálculo del Periodo (T): $T = hn/CT = 7/60 = 0.12s$

C aprox = 2.5

$ZUCS/R = (0.35 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.15) / 3 = 0.5031.W$

En el capítulo 4.5.3 nos especifica la norma que para un T mayor o igual a 0.5 segundos, se usara un $k=1$.

Se procede a crear un Load Pattern en el programa SAP 2000, para el Sismo en la Dirección "X" y para la Dirección "Y".

Figure 47 Patrón de Carga para el Sismo en X – SAP 2000

The screenshot shows the 'User Defined Seismic Load Pattern' dialog box. It is divided into several sections:

- Load Direction and Diaphragm Eccentricity:** The 'Global X Direction' radio button is selected. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. There is an 'Override Diaph. Eccen.' button with an 'Override...' sub-button.
- Other Factors:** The 'Base Shear Coefficient, C' is set to 0.2156. The 'Building Height exp., K' is set to 1.
- Lateral Load Elevation Range:** The 'Program Calculated' radio button is selected. There is a 'Reset Defaults' button. Below are 'Max Z' and 'Min Z' input fields.

At the bottom right, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

FUENTE: Programa SAP2000

Figure 48 Patrón de Carga para el Sismo en Y – SAP 2000

The screenshot shows the 'User Defined Seismic Load Pattern' dialog box. It is divided into several sections:

- Load Direction and Diaphragm Eccentricity:** The 'Global Y Direction' radio button is selected. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. There is an 'Override Diaph. Eccen.' button with an 'Override...' sub-button.
- Other Factors:** The 'Base Shear Coefficient, C' is set to 0.5031. The 'Building Height exp., K' is set to 1.
- Lateral Load Elevation Range:** The 'Program Calculated' radio button is selected. There is a 'Reset Defaults' button. Below are 'Max Z' and 'Min Z' input fields.

At the bottom right, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

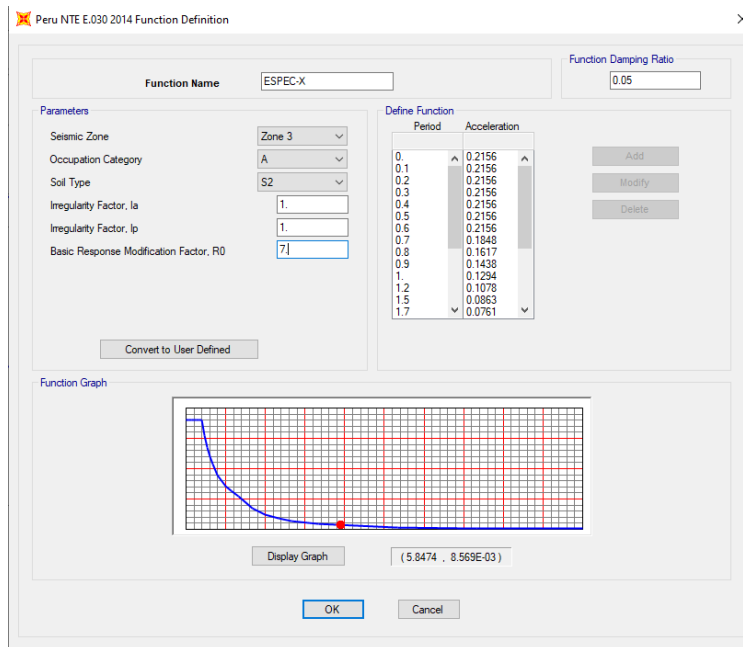
FUENTE: Programa SAP2000

Análisis Sísmico – Dinámico:

- Se le asignó al programa un espectro de aceleración (Response Spectrum) para cada dirección “X”, “Y”, mediante la siguiente formula, cuyos componentes ya fueron definidos en el Análisis sísmico – estático:

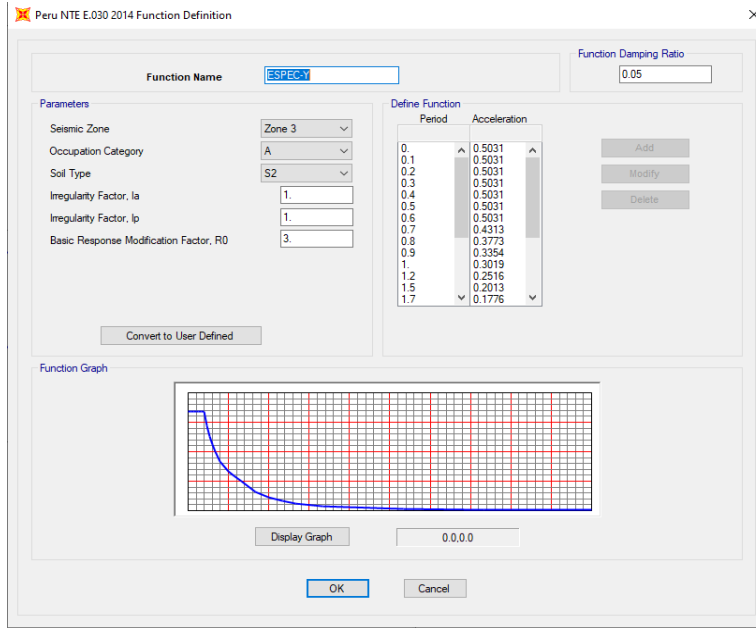
$$S_a = (ZUCS/R) * g, \text{ donde } g \text{ es gravedad.}$$

Figure 49 Espectro de Pseudoaceleracion Dirección X – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

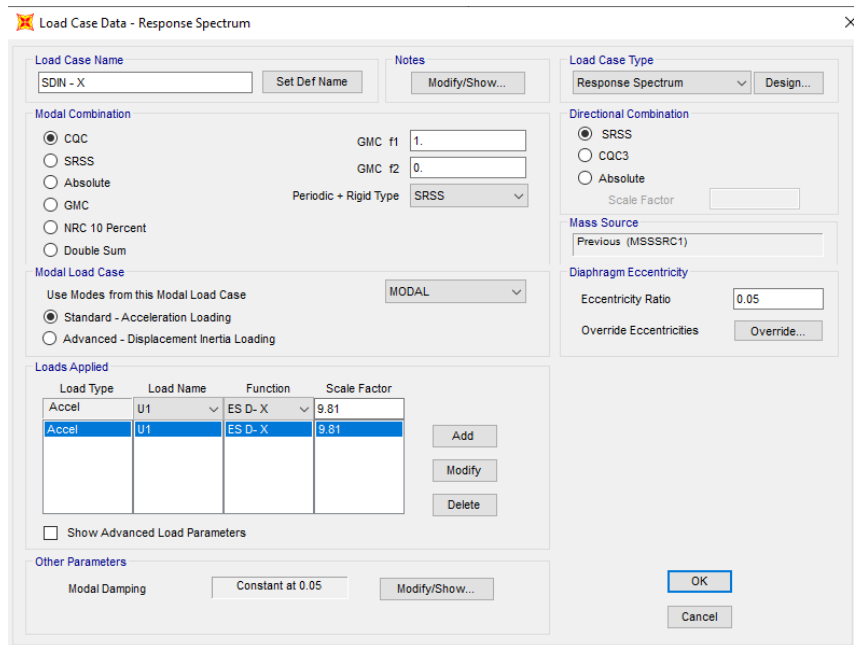
Figure 50 Espectro de Pseudoaceleracion Dirección Y – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

Luego de ingresarse los Espectros como función en el Programa, se crearon unos casos de carga para ambas direcciones. Donde se le asignara el tipo de caso de carga como “Response Spectrum”.

Figure 51 Caso de Carga para el sismo en la Dirección X – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

Figure 52 Caso de Carga para el sismo en la Dirección Y – SAP 2000

Load Case Name: SDIN - Y

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: CQC (selected), SRSS, Absolute, GMC, NRC 10 Percent, Double Sum

Directional Combination: SRSS (selected), CQC3, Absolute

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0.05

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Standard - Acceleration Loading (selected)

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	ES D- Y	9.81
Accel	U2	ES D- Y	9.81

Modal Damping: Constant at 0.05

FUENTE: Programa SAP2000

COMPROBACION DE LAS DERIVAS ENTRE PISOS:

La Norma de Sismorresistente E030, en su capítulo 5.2 “Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles”, nos dice que los máximos desplazamientos relativos entrepisos para un material de concreto armado y albañilería son de 0.007, 0.005 respectivamente.

Por lo tanto, se extrajeron los resultados del modelamiento del Bloque H y fueron pasados a una hoja de cálculo de Excel para calcular las derivas y que estas cumplan con lo establecido por la norma, de no cumplirse se tendrán que incrementar las secciones de los elementos estructurales o agregar nuevos elementos en los Ejes donde estas no cumplen.

Table 31 Derivas del Bloque H en la Dirección Y - EXCEL

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	DES	ALTURA	ORDEN MAYOR A MENOR		Δ	drif elastica	drif inelastica
								DES	ALTURA			
Text	Text	Text	Text	m	m	U1x100	h (m)	U1x100	h (cm)			
39	SD-Y	LinRespSpec	Max	0	0	0.00013	3.1	0.013	310	0.0026	8.3871E-06	0.00005
40	SD-Y	LinRespSpec	Max	0.000104	0.00716	0.000104	3.1	0.0104	310	0.0104	3.3548E-05	0.00020
41	SD-Y	LinRespSpec	Max	0.00013	0.025218	0	3.1	0	310	0	0	0.00000
45	SD-Y	LinRespSpec	Max	0	0	0.000128	3.1	0.0128	310	-0.0002	-6.4516E-07	0.00000
46	SD-Y	LinRespSpec	Max	0.00013	0.008447	0.00013	3.1	0.013	310	0.013	4.1935E-05	0.00025
47	SD-Y	LinRespSpec	Max	0.000128	0.021898	0	3.1	0	310	0	0	0.00000
48	SD-Y	LinRespSpec	Max	0	0	0.000111	3.1	0.0111	75	0.0042	0.000056	0.00034
49	SD-Y	LinRespSpec	Max	0.000069	0.006851	0.000069	3.1	0.0069	310	0.0069	2.2258E-05	0.00013
50	SD-Y	LinRespSpec	Max	0.000111	0.025253	0	0.75	0	310	-0.0127	-4.0968E-05	-0.00025
54	SD-Y	LinRespSpec	Max	0	0	0.000127	3.1	0.0127	310	0	0	0.00000
55	SD-Y	LinRespSpec	Max	0.000078	0.008274	0.000078	3.1	0.0078	310	0.0078	2.5161E-05	0.00015
56	SD-Y	LinRespSpec	Max	0.000127	0.021936	0	3.1	0	310	0	0	0.00000

Fuente: Elaboración propia

Table 30 Derivas del Bloque H en la Dirección X - EXCEL

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	DES	ALTURA	ORDEN MAYOR A MENOR		Δ	drif elastica	drif inelastica
								DES	ALTURA			
Text	Text	Text	Text	m	m	U1x100	h (m)	U1x100	h (cm)			
39	SD-X	LinRespSpec	Max	0	0	0.000227	3.1	0.0227	310	0.0111	3.5806E-05	0.00021
40	SD-X	LinRespSpec	Max	0.000116	0.000061	0.000116	3.1	0.0116	310	0.0116	3.7419E-05	0.00022
41	SD-X	LinRespSpec	Max	0.000227	0.000138	0	3.1	0	310	0	0	0.00000
45	SD-X	LinRespSpec	Max	0	0	0.000225	3.1	0.0225	310	0.0107	3.4516E-05	0.00021
46	SD-X	LinRespSpec	Max	0.000118	0.000086	0.000118	3.1	0.0118	310	0.0118	3.8065E-05	0.00023
47	SD-X	LinRespSpec	Max	0.000225	0.000134	0	3.1	0	310	0	0	0.00000
48	SD-X	LinRespSpec	Max	0	0	0.000219	3.1	0.0219	75	0.0096	0.000128	0.00077
49	SD-X	LinRespSpec	Max	0.000123	0.000072	0.000123	3.1	0.0123	310	0.0123	3.9677E-05	0.00024
50	SD-X	LinRespSpec	Max	0.000219	0.000138	0	0.75	0	310	-0.0219	-7.0645E-05	-0.00042
54	SD-X	LinRespSpec	Max	0	0	0.000219	3.1	0.0219	310	0	0	0.00000
55	SD-X	LinRespSpec	Max	0.000126	0.000085	0.000126	3.1	0.0126	310	0.0126	4.0645E-05	0.00024
56	SD-X	LinRespSpec	Max	0.000219	0.000134	0	3.1	0	310	0	0	0.00000

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, las derivas cumplen con los parámetros establecidos por la Norma E030, lo que significa que las secciones de los elementos estructurales, están correctos y no será necesario cambiarlos.

ASIGNACION DE LAS COMBINACIONES DE CARGAS:

Para tener un modelo con efectos sísmicos, se definirán las combinaciones de carga:

Figure 53 Combinación 1 – SAP 2000

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box for 'COMB1'. The 'Load Combination Name' is 'COMB1' (User-Generated). The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Options' section includes 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' table is as follows:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.4
DEAD	Linear Static	1.4
LIVE	Linear Static	1.7

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are visible to the right of the table. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

FUENTE: Programa SAP2000

Figure 54 Combinación 2 – SAP 2000

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box for 'COMB2-X'. The 'Load Combination Name' is 'COMB2-X' (User-Generated). The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Options' section includes 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' table is as follows:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.25
DEAD	Linear Static	1.25
SDIN - X	Response Spectrum	1.0
LIVE	Linear Static	1.25

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are visible to the right of the table. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

FUENTE: Programa SAP2000

Figure 55 Combinación 3 (Carga Muerta Estática XX) – SAP 2000

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box in SAP 2000. The 'Load Combination Name' is 'COMB4-X' (User-Generated). The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Options' section includes 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' table is as follows:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	0.9
DEAD	Linear Static	0.9
SDIN - X	Response Spectrum	1

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are visible to the right of the table. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

FUENTE: Programa SAP2000

Figure 57 Combinación 4 (Carga Muerta Estática YY) – SAP 2000

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box in SAP 2000. The 'Load Combination Name' is 'COMB5-Y' (User-Generated). The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Options' section includes 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' table is as follows:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	0.9
DEAD	Linear Static	0.9
SDIN - Y	Response Spectrum	1

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are visible to the right of the table. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

FUENTE: Programa SAP2000

Se verifica la Fuerza Cortante mínima en la Base: La Norma E030 en su capítulo 4.6.4 nos dice que la fuerza en el primer entrepiso no debe ser menor que el 80% de la cortante obtenida en el Análisis Estático en caso de estructuras regulares, para el caso de estructuras irregulares no deberá ser menor al 90%.

Table 32 SISMO X – X

V. dinámico	V. estático	Estructura	0.8V.est	Factor
35.6104	45.9161	Regular	36.73288	1.03152113

Fuente: Elaboración propia

Table 33 SISMO Y - Y

V. dinámico	V. estático	Estructura	0.8V.est	Factor
79.3801	122.4186	Regular	97.93488	1.23374599

Fuente: Elaboración propia

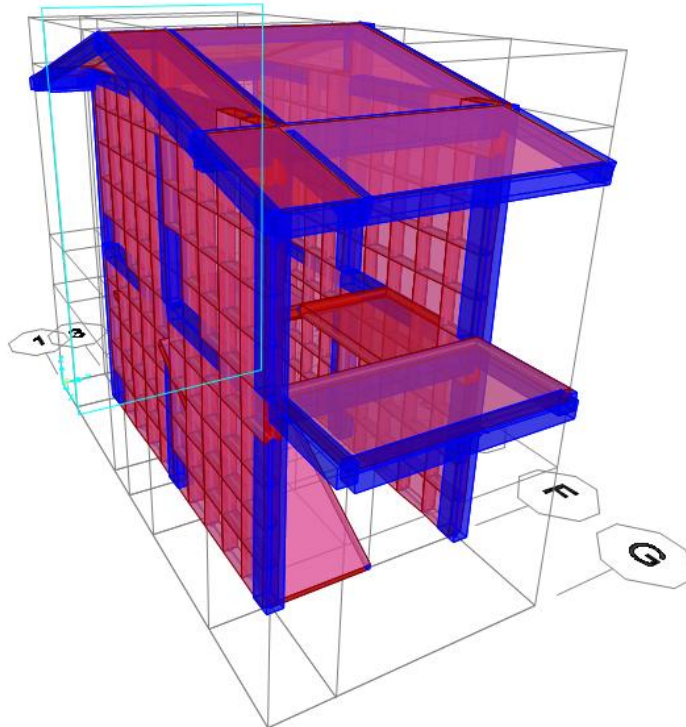
Como las cortantes en el análisis dinámico no son mayores al 80% del estático, se calculó un Factor de escalamiento el cual se modificará en las combinaciones de cargas para cada dirección del sismo.

V. ANÁLISIS SÍSMICO

MODELAMIENTO ESCALERA:

Como se dijo en un inicio, la escalera está separado de la estructura del Bloque H por una junta, por lo que se decidió realizar un modelamiento y análisis propio para la escalera el cual tuvo el mismo procedimiento al ya descrito anteriormente.

Figure 58 Modelo de la Escalera del Bloque H – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

VI. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

COLUMNAS:

Las columnas son elementos estructurales verticales que trabajan principalmente a compresión, también soportan los momentos flectores generados por los demás elementos estructurales en los dos sentidos. El diseño de las columnas será por flexo – compresión y por corte.

Las columnas por otro lado soportaran aparte de su propio peso, las sobrecargas, las cargas transmitidas por las vigas peraltadas, las cargas transmitidas por las losas aligeradas y macizas como cualquier otro elemento estructural que se encuentren en su área tributaria.

DISEÑO POR FLEXO – COMPRESION:

Para realizar el diseño por flexo - compresión se deberá construir varios diagramas de iteración para cada columna y para cada dirección, estos diagramas definirán los límites de resistencia de la sección (área de acero y área bruta de la sección). Las curvas de diseño del diagrama de iteración se realizarán en una hoja de cálculo en Excel, en esta si los puntos de las fuerzas axiales y momentos flectores generados por las acciones de gravedad y sísmicas se encuentran dentro de la curva de diseño, entonces la sección y la cantidad de acero es la adecuada.

La norma ACI 318-11 en la sección 10.91. nos dice que la cuantía de acero deberá estar entre el 1% y 4%, tal como indica la siguiente expresión

$$P = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$1\% < P < 4\%$$

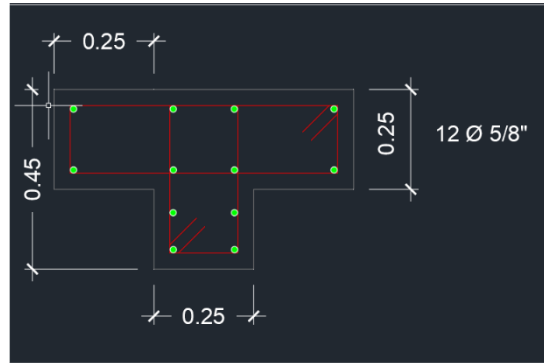
Donde:

A_{st} = Área total de acero

A_g = Área bruta de la sección transversal

Para una mejor descripción se colocará de ejemplo el diseño de las columnas C1 que forma parte de algunos módulos de dos pisos y de un piso. Esta columna se le asigno una sección T con unas dimensiones de 75x45. Para el área de acero tomando en cuenta lo mencionado anteriormente, se le coloco inicialmente 12 \varnothing 5/8” para la sección T, obteniendo una cuantía del 1.1%. Las barras se distribuyeron de la siguiente manera:

Figure 59 Detalle C1

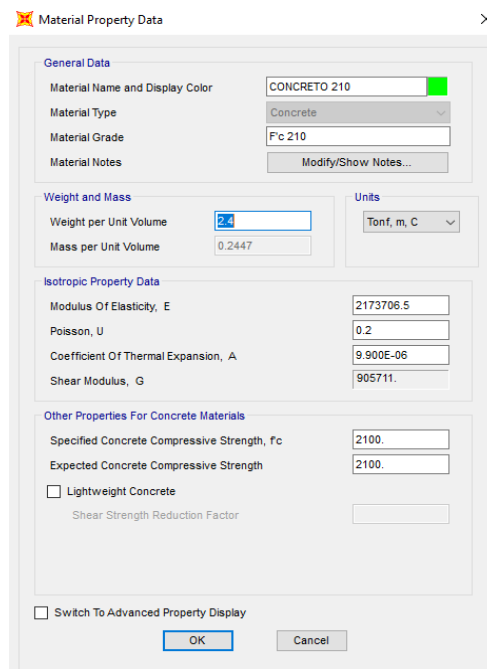


Fuente: Elaboración propia

Procederemos a extraer los datos del modelamiento del módulo de dos pisos (BLOQUE H), el cual fue diseñado en el programa estructural SAP 2000, teniendo en cuenta las cargas asignadas en el predimensionamiento. Este bloque se conforma de la columna C1 con una sección T. A continuación, se mostrarán imágenes del modelamiento y de los datos extraídos para el diseño de la columna:

- Las propiedades del concreto se ingresaron de la siguiente forma:

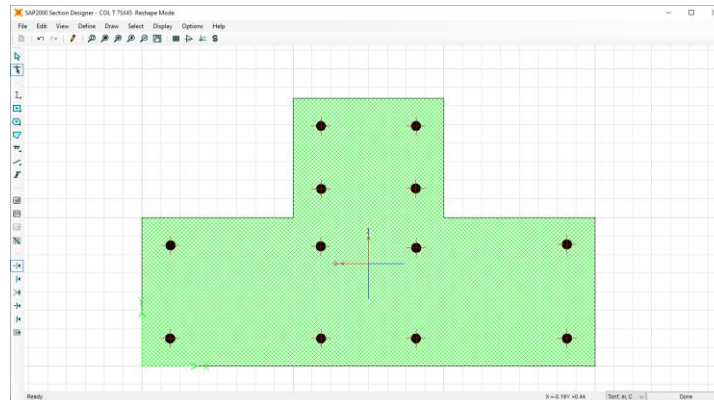
Figure 60 Propiedades del concreto – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

- El acero de la columna se asignó de la siguiente manera en el programa:

Figure 61 Dimensiones y aceros de la Columna T

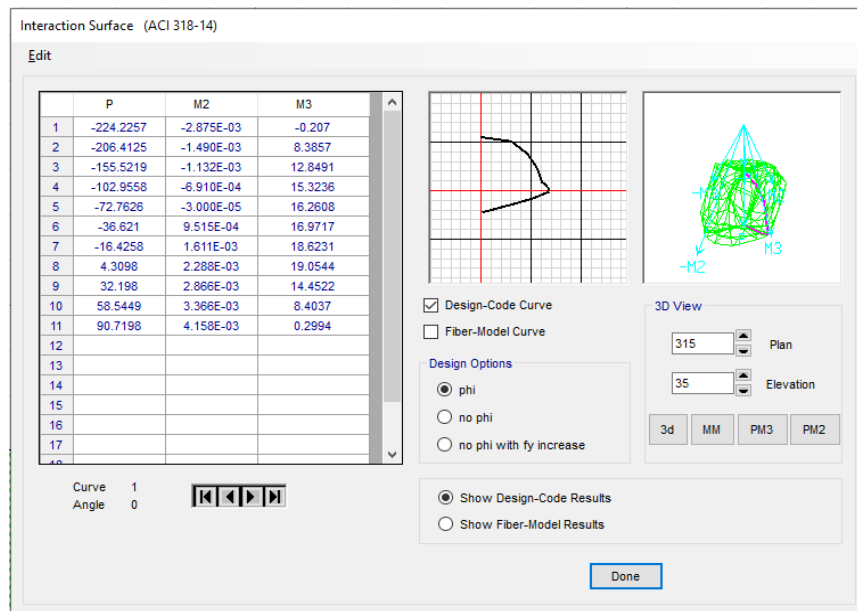


FUENTE: Programa SAP2000

De las figuras mostradas, se extrajo los resultados de los Momentos flectores y cargas axiales de la columna que posteriormente fueron colocados en una hoja de cálculo para realizar los diagramas de interacción. De la misma forma para los momentos resistentes (M_r), la Norma E060 nos dice que la interacción carga axial – momento flector, reducida por el factor phi, sea mayor o igual que el momento flector: $\phi M_r \geq M_r$

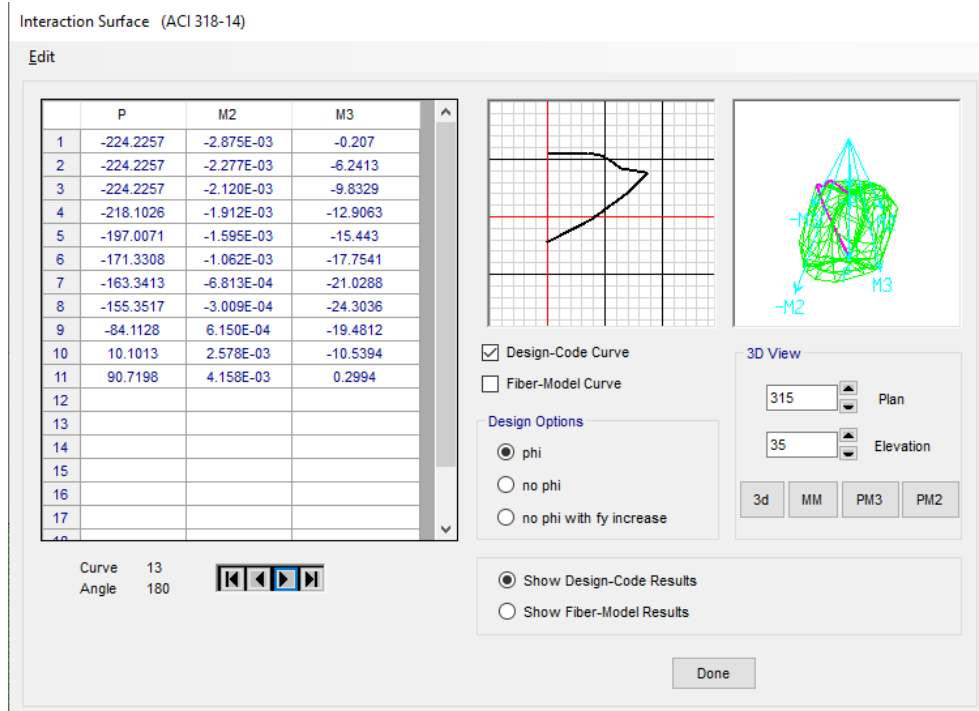
- Momentos resistentes con ángulos de 0° y 180° correspondientes al Eje X incluyendo el valor de phi en los resultados.

Figure 62 Curva de Iteración 1 – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

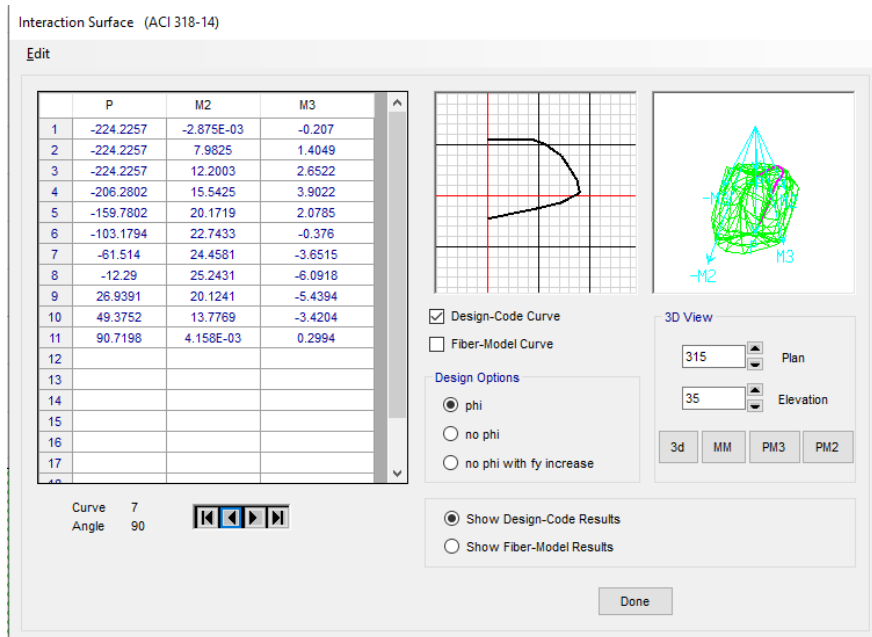
Figure 63 Curva de iteración 2 – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

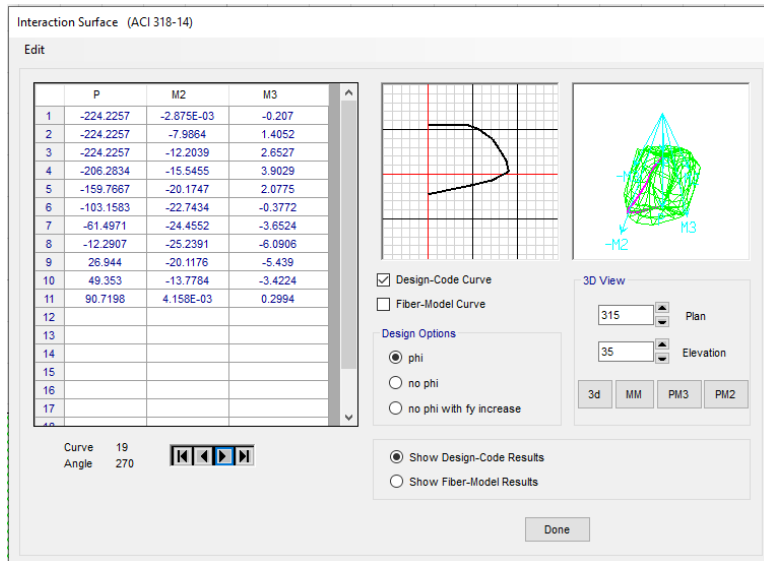
- Curvas de iteración con ángulos de 90° y 270° correspondientes al Eje Y

Figure 64 Curva de Iteración 3 – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

Figure 65 Curva de Iteración 4 – SAP 2000



FUENTE: Programa SAP2000

Table 34 Cargas Axiales y Momentos Flectores - EXCEL

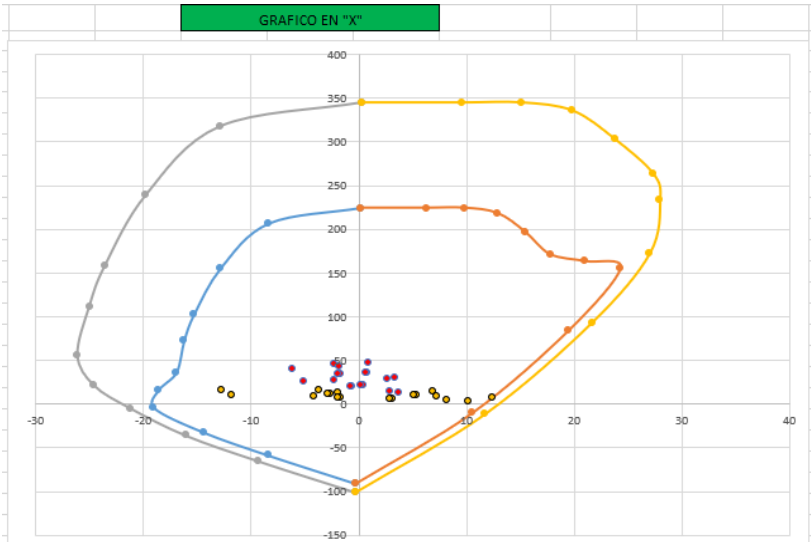
DISEÑO POR FEXLOCOMPRESION									
VALORES PARA L= 0									
STORY	LOCATION	P	V2	M3	P(-)	V3	M2	STORY	
		ABSOLUTOS			tonf	ABSOLUTO			
COLUMNAS T	26	BOTTOM	47.7888	1.0111	0.88708	47.7888	0.0602	0.01242	26
			45.4173	1.0111	2.24743	45.4173	0.0602	0.1743	
			36.1961	0.8691	0.80398	36.1961	4.3673	9.57752	
			34.4524	0.8691	1.70246	34.4524	4.3673	3.7218	
			36.4237	0.7506	0.6226	36.4237	4.2755	9.55736	
			34.68	0.7506	1.89213	34.68	4.2755	3.98625	
		30.0356	2.9541	3.29613	30.0356	0.4645	0.67254		
		28.2919	2.9541	2.61884	28.2919	0.4645	0.53307		
		42.5842	1.3344	1.86955	42.5842	0.3727	0.65238		
		40.8405	1.3344	6.21343	40.8405	0.3727	0.79752		
		21.2514	0.3715	0.35527	21.2514	4.3479	9.57085		
		19.9959	0.3715	0.60856	19.9959	4.3479	3.7754		
	21.479	0.253	0.17389	21.479	4.2949	9.56404			
	20.2235	0.253	0.79823	20.2235	4.2949	3.93266			
	15.0909	2.4565	2.84742	15.0909	0.445	0.66587			
	13.8354	2.4565	3.71274	13.8354	0.445	0.58666			
	27.6395	1.832	2.31825	27.6395	0.3921	0.65905			
	26.384	1.832	5.11953	26.384	0.3921	0.74392			
	27	BOTTOM	16.4635	3.4126	3.72625	16.4635	0.0141	0.00578	27
			14.092	3.4126	6.85268	14.092	0.0141	0.03781	
			12.3376	2.5103	2.65721	12.3376	2.5659	3.30459	
			10.5938	2.5103	5.33081	10.5938	2.5659	4.72696	
			12.4363	2.6548	2.90572	12.4363	2.5802	3.30248	
			10.6926	2.6548	5.11787	10.6926	2.5802	4.68045	
9.3012		2.9743	7.24307	9.3012	0.3667	0.68116			
7.5575		2.9743	12.44116	7.5575	0.3667	0.54574			
15.4727		8.1393	12.80599	15.4727	0.381	0.67905			
13.7289		8.1393	1.99248	13.7289	0.381	0.49923			
7.721		1.4882	1.70877	7.721	2.5549	3.28264			
6.4655		1.4882	3.11074	6.4655	2.5549	4.739			
7.8198	1.6327	1.95729	7.8198	2.5911	3.32443				
6.5643	1.6327	2.8978	6.5643	2.5911	4.66841				
4.6847	3.9964	8.1915	4.6847	0.3557	0.65921				
3.4292	3.9964	10.22109	3.4292	0.3557	0.55778				
10.8561	7.1172	11.85756	10.8561	0.392	0.701				
9.6006	7.1172	4.21255	9.6006	0.392	0.48719				

Fuente: Elaboración propia

Como ya mencionado previamente los siguientes datos mostrados en las imágenes, fueron ingresados a una hoja de cálculo de Excel, para graficar los Diagramas de Iteración por medio de las herramientas que nos proporciona el programa.

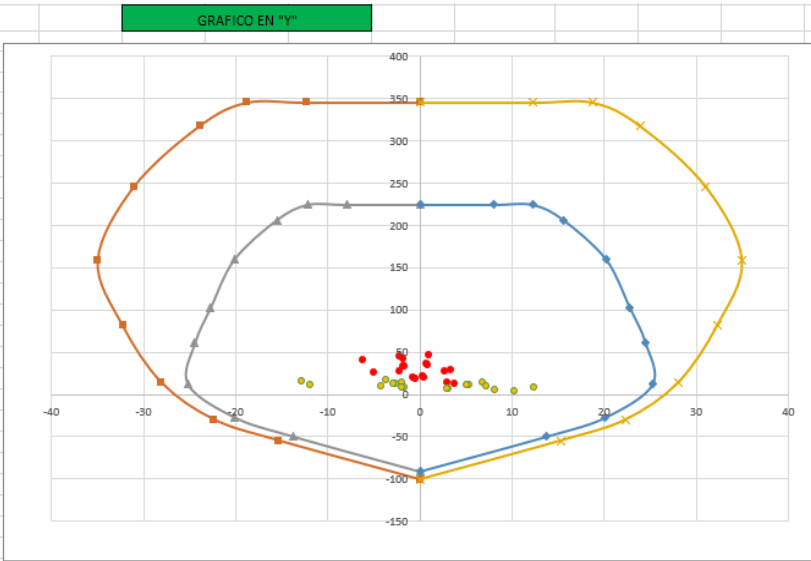
De la misma manera que se extrajeron datos con el valor de Phi, también se extrajeron los resultados lanzados sin este valor phi, se graficaron dos diagramas, para el Eje “X” y para el Eje “Y”. Como se podrá ver en las siguientes imágenes.

Figure 66 Diagrama de Iteración para el Eje “X” –



Fuente: Elaboración propia

Figure 67 Diagrama de Iteración para el Eje “Y” - EXCEL



Fuente: Elaboración propia

Entonces de esta manera se puede observar que los valores de las Fuerzas Axiales y Momentos flectores de la columna quedan dentro de la curva de iteración, con lo cual podremos decir que nuestro diseño esta conforme a lo que establece la Norma E060 – Concreto Armado y la Norma ACI 318-11. La sección y la cantidad de acero otorgada son correctas.

DISEÑO POR CORTANTE:

La Norma E.060 en su capítulo establece el diseño por corte, en el caso que $V_u > \phi V_c$ se colocara estribos a un espaciamiento dado, en el caso que $V_u < \phi V_c$ también se colocara estribos, debido al corte mínimo, pero estos serán mayores, respetando los límites presentados por la norma. Se realizó este diseño para la dirección más crítica de la columna ya que esta al tener una sección T, se está considerando para este diseño como dos secciones. Solo se tomará como la sección más crítica la que recibirá directamente las cargas transmitidas por el aligerado y las vigas, considerando un ancho de 25cm y un peralte de 45cm.

Para esta su Momento Nominal máximo será de:

$$\mathbf{M_{nominal} = 24.3 \text{ ton}\cdot\text{m}}$$

En el diseño por capacidad la Norma Peruana nos establece un factor (F_{sr}) de 1, para el valor de la resistencia probable que es $M_{pr} = M_n \times F_{sr}$, por lo cual $M_{pr} = M_n$. Asumiendo que la columna trabaja en doble curvatura. Calculamos a fuerza cortante probable V_{pr} , la cual es igual a 2 veces el M_{pr} entre la altura libre de la columna.

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{H_{libre}} = \frac{2 \times 24.3}{3.1} = 15.68 \text{ ton}$$

Entonces $V_{pr} = V_u = 15.68 \text{ ton}$, además tenemos que $P_u = 31 \text{ ton}$ y $A_g = 1125 \text{ cm}^2$. Ahora procedemos a calcular la cortante resistente por el concreto:

$$V_c = 0.53x\sqrt{F_c} * bw * d * \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right)$$

$$V_c = 0.53x\sqrt{210} * 25 * 41 * \left(1 + 0.007 \frac{31 \times 1000}{1125}\right) = 9.45 \text{ ton}$$

Verificación de espaciamientos por confinamiento y ductilidad.

La zona de confinamiento de la columna será de 45 cm. Se colocará dos estribos a 5 cm. El espaciamiento en la zona de confinamiento será de 4 estribos a 10 cm y 2 a 15cm. Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento será 25 cm.

Figure 68 Detalle de la Columna C - 1

CARACTERÍSTICAS	
NOMBRE	C1
DIMENSIONES	0.45x0.75 m
DISTRIBUCION	12 Ø 5/8"
AREA DE ACERO	23.76 cm ²
CONFINAMIENTO	Ø ³ / ₈ " 2 @ 5.0, 4 @ 10.0, 2 @ 15, resto @ 25 cm

Fuente: Elaboración propia

VIGAS:

DISEÑO POR FLEXION:

La **NTE-060 en el capítulo 10.2**. Indica que el diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las siguientes hipótesis:

Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia del Eje Neutro

Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.

La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema sometida a compresión se supondrá igual a 0.003.

El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como (E_s) veces la deformación unitaria del acero, para deformaciones mayores a las correspondiente a F_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación e igual a F_y .

La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos de elementos de concreto armado sometidos a flexión y a carga axial.

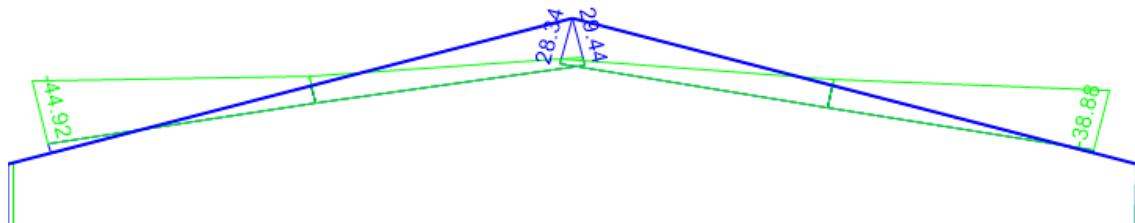
Para un f'_c entre 17 y 28 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0,85. Para f'_c mayor o igual a 56 MPa, β_1 se debe tomar como 0,65. Para f'_c entre 28 y 56 MPa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA CON DOBLE REFUERZO:

Se realizará el diseño de la viga VP5 – 30X45, que forma parte de los módulos de un Piso.

Para el siguiente diseño se usaron los MU correspondientes a cada sección de la viga, izquierda, central y derecha. Para realizar un cálculo más preciso de la cantidad de acero en cada una.

Figure 69 Momentos Flectores



FUENTE: Programa SAP2000

*** MOMENTO ULTIMO EN LA SECCION CENTRAL DE LA VIGA:**

$$M_u := 28.5 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad h := 45 \text{ cm} \quad \phi := 0.9$$

$$F_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad b := 30 \text{ cm}$$

$$F_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

1) Diseño por flexión (tracción simple):

* Peralte efectivo: $d := h - 6 \text{ cm} = 39 \text{ cm} \quad d' := 6 \text{ cm}$

* Cuantía $w := 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \cdot M_u}{\phi \cdot F_c \cdot b \cdot d^2}} = 0.389$

* Cuantía de diseño: $p := w \cdot \frac{F_c}{F_y} = 0.019$

* Verificando tipo de fallas: $p_{max} = 0.75/b = 0.016$

$$p > p_{max} \quad 0.025 > 0.016 \quad \text{Falla frágil}$$

2) Diseño doblemente reforzada:

a) Calcular el momento resistente de la viga (refuerzo en tracción):

$$p_{max} := 0.016$$

$$W_{max} := p_{max} \cdot \frac{F_y}{F_c} = 0.32$$

* Momento máximo ultimo:

$$M_{u1} := \phi \cdot F_c \cdot b \cdot d^2 \cdot W_{max} \cdot (1 - 0.59 \cdot W_{max}) = 24.677 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

* Calculo del área del acero:

$$A_{s1} := p_{max} \cdot b \cdot d = 18.72 \text{ cm}^2$$

b) Calculo del acero en Compresión (A_s'):

$$Mu_2 := Mu - Mu_1 = 3.823 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

* Del análisis de la viga "2" tenemos:

$$A_s' := \frac{Mu_2}{F_y \cdot (d - d') \cdot \phi} = 2.78 \text{ cm}^2$$

* Finalmente el área total en tracción será:

$$A_s := A_{s1} + A_s' = 21.5 \text{ cm}^2$$

* Verificamos si el área del acero comprimido cumple:

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.018 \quad p' := \frac{A_s'}{b \cdot d} = 0.002$$

* En la expresión:

$$p - p' = 0.016 \quad \beta := 0.85$$

$$\frac{0.85 \cdot F_c \cdot \beta \cdot d'}{F_y \cdot d} \cdot \frac{6000}{6000 + 4200} = 0.003$$

$$0.016 > 0.003$$

* Disposición de la armadura:

$$A_s' := 2.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Usaremos: } 2\emptyset 5/8''$$

$$A_s := 21.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Usaremos: } 4\emptyset 1''$$

*** MOMENTO ULTIMO EN LA SECCION IZQUIERDA DE LA VIGA:**

$$Mu := 38.9 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad h := 45 \text{ cm} \quad \phi := 0.9$$

$$Fc := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad b := 30 \text{ cm}$$

$$Fy := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

1) Diseño por flexión (tracción simple):

* Peralte efectivo: $d := h - 6 \text{ cm} = 39 \text{ cm} \quad d' := 6 \text{ cm}$

* Cuantía $w := 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \cdot Mu}{0.9 \cdot Fc \cdot b \cdot d^2}} = 0.686$

* Cuantía de diseño: $p := w \cdot \frac{Fc}{Fy} = 0.034$

* Verificando tipo de fallas: $p_{max} = 0.75/b = 0.016$

$$p > p_{max} \quad 0.034 > 0.016 \quad \text{Falla frágil}$$

2) Diseño doblemente reforzada:

a) Calcular el momento resistente de la viga (refuerzo en tracción):

$$p_{max} := 0.016$$

$$W_{max} := p_{max} \cdot \frac{Fy}{Fc} = 0.32$$

* Momento máximo ultimo:

$$Mu1 := \phi \cdot Fc \cdot b \cdot d^2 \cdot W_{max} \cdot (1 - 0.59 \cdot W_{max}) = 24.677 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

* Calculo del área del acero:

$$As1 := p_{max} \cdot b \cdot d = 18.72 \text{ cm}^2$$

b) Calculo del acero en Compresión (A_s'):

$$Mu_2 := Mu - Mu_1 = 14.223 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

* Del análisis de la viga "2" tenemos:

$$A_s' := \frac{Mu_2}{F_y \cdot (d - d') \cdot \phi} = 10.344 \text{ cm}^2$$

* Finalmente el área total en tracción será:

$$A_s := A_{s1} + A_s' = 29.064 \text{ cm}^2$$

* Verificamos si el área del acero comprimido cumple:

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.025 \quad p' := \frac{A_s'}{b \cdot d} = 0.009$$

* En la expresión:

$$p - p' = 0.016 \quad \beta := 0.85$$

$$\frac{0.85 \cdot F_c \cdot \beta \cdot d'}{F_y \cdot d} \cdot \frac{6000}{6000 + 4200} = 0.003$$

$$0.016 > 0.003 \quad \text{CUMPLE}$$

* Disposición de la armadura:

$A_s' := 10.34 \text{ cm}^2$ Usaremos: 2Ø5/8" acero a lo largo de la viga y 2Ø5/8" + 2Ø1/2" acero de refuerzo

$A_s := 29 \text{ cm}^2$ Usaremos: 4Ø1" acero a lo largo de la viga y 3Ø3/4" acero de refuerzo

c) Calculo del Mu resistente:

* Acero de compresión:

$$Ab := 1.98 \text{ cm}^2$$

$$As' := 2 \cdot Ab = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As' \cdot Fy}{0.85 \cdot Fc \cdot b} = 3.106 \text{ cm}$$

$$MUres := 0.9 \cdot Fy \cdot As' \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 6.179 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

* Acero de Tracción:

$$Ab := 5.1 \text{ cm}^2$$

$$As := 4 \cdot Ab = 20.4 \text{ cm}^2$$

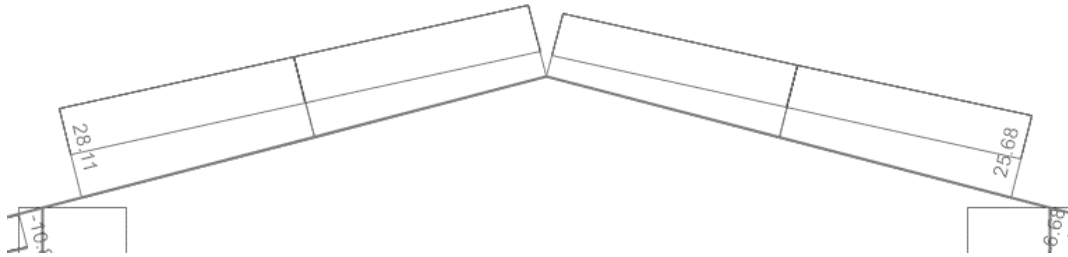
$$a := \frac{As \cdot Fy}{0.85 \cdot Fc \cdot b} = 16 \text{ cm}$$

$$MUres := 0.9 \cdot Fy \cdot As \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 26.35 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

DISEÑO POR CORTANTE:

Para elementos que resisten fuerzas de sismo la **Norma E-060 en su capítulo 21.4**, nos dice que (V_u) diseño deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n).

Figure 70 Fuerza Cortante



FUENTE: Programa SAP2000

Por lo tanto:

Se calcula el refuerzo transversal:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 39 = 9 \text{ ton}$$

Luego:

$$V_u (\text{diseño}) = (M_n(\text{sup}) + M_n(\text{inf})) / L + V_u$$

Donde en la **Figura 69** y la **Figura 70** se puede extraer los siguientes valores:

$$M_n \text{ sup} = 44.92 \text{ Ton-m}$$

$$M_n \text{ inf} = 28.5 \text{ Ton-m}$$

$$L = 5.6 \text{ m}$$

$$V_u = 28.11$$

$$V_u \text{ diseño} = (44.92 + 28.5) / 5.6 + 28.11 = 41.22 \text{ ton}$$

$$V_u > V_u (\text{envolvente}), \text{ por lo tanto usamos } V_u = 41.22$$

$$V_s = V_u / \Phi - V_c = 41.22 / 0.85 - 9 = 39.5 \text{ ton}$$

$$V_n = V_c + V_s = 9 + 39.5 = 48.5 \text{ ton}$$

Por ultimo comprobar que : $V_u \leq \Phi V_n$

$$28.11 \text{ ton} \leq 48.5 \text{ ton} \text{ CUMPLE}$$

Entonces usando estribos de $\Phi 3/8$ " calculamos el espaciamiento con:

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 2 * 0.71 * 4200 * 39 / 9000 = 25.84 \text{ cm}$$

Según los requerimientos que pide la norma para los espaciamientos del refuerzo transversal, se requiere tener una zona de confinamiento igual o dos veces al peralte del elemento en diseño. En esta zona el espaciamiento máximo será el menor valor de los siguientes:

- $d/4 = 39/4 = 9.75 \text{ cm}$
- $8 d_b = 8 * 2.85 = 22.8 \text{ cm}$
- 30 cm

Optamos por $9.75 \cong 10 \text{ cm}$

La zona de confinamiento es $2d = 78 \text{ cm} \cong 80 \text{ cm}$

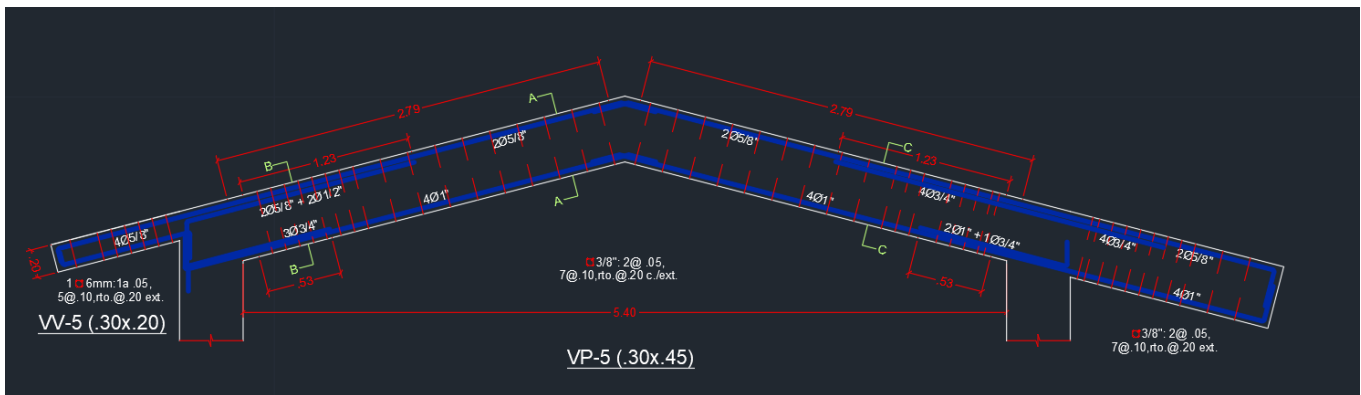
Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

$$S = 0.5d = 19.5 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

Por ende, el estribaje obtenido para el diseño de la viga, es de:

$1 \Phi 3/8''$: $2@ 0.05$, $7@ 0.10$, y resto $@ 0.20$ desde cada extremo.

Figure 71 Detalle del Refuerzo en la Viga VP-5 (30X45)



Fuente: Elaboración propia

LOSAS ALIGERADA

DISEÑO POR FLEXION:

Se diseñarán como vigas de sección T, ya que estas no reciben esfuerzos de sismo.

De tal manera se usará solo las siguientes hipótesis de cargas:

$W_u = 1.4CM + 1.7CV$ según la **NTE-060 (Concreto armado)**

DISEÑO POR CORTE:

Las viguetas se diseñarán por corte, sin considerar contribución del acero ($V_s=0$). Cuando el cortante actuante sea mayor que el proporcionado por el concreto se requiere el uso de ensanches; estos ensanches se logran retirando alternadamente los ladrillos del aligerado en los extremos de la losa, de manera que se pueda aumentar el área de concreto en la losa, y de igual manera aumenta la resistencia al corte.

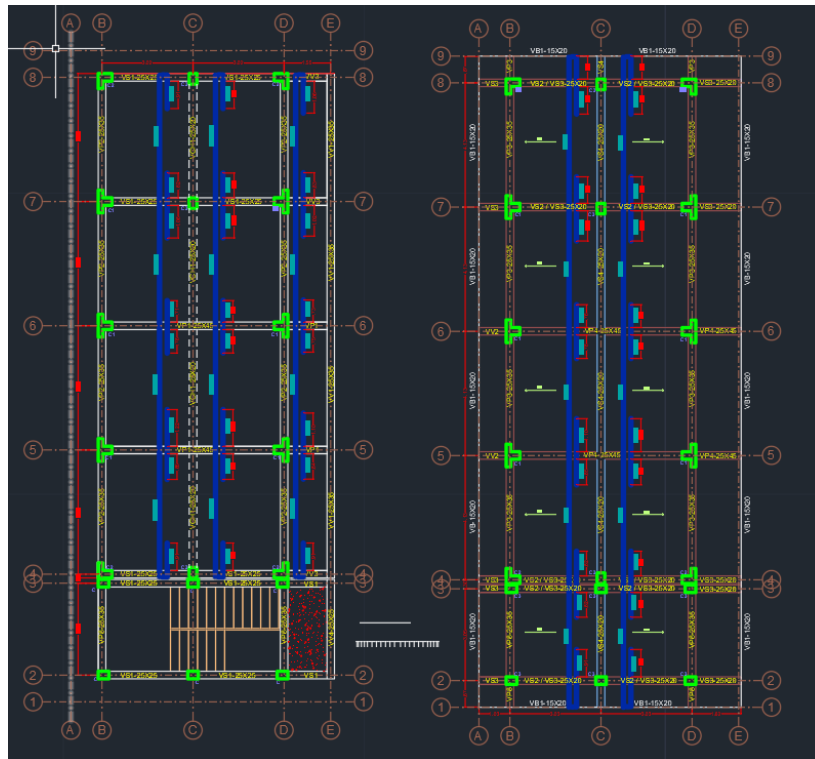
El reglamento permite un incremento del 10% en la resistencia al corte de las viguetas (E-060 9.9.8). Por lo tanto, tenemos:

$$V_n = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d \text{ (Resistencia nominal al corte)}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d \text{ (Resistencia de diseño)}$$

EJEMPLO DE DISEÑO DEL ALIGERADO

Figure 72 Losas aligeradas



Fuente: Elaboración propia

Diseño de losa correspondiente a los SALONES:

Datos:

$$\begin{aligned} b &:= 0.10 \text{ m} & r &:= 0.03 \text{ m} & \phi_e &:= 0.85 \\ e &:= 0.2 \text{ m} & d &:= e - r = 0.17 \text{ m} & \phi_f &:= 0.9 \end{aligned}$$

$$F_c := 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y := 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Metrado de cargas:

$$S_{vig} := 0.4$$

Carga muerta:

$$\begin{aligned} pp &:= 300 \\ acab &:= 100 \end{aligned}$$

Carga viva:

$$\begin{aligned} cv &:= 250 \\ CL &:= cv \cdot S_{vig} = 100 \end{aligned}$$

$$CM := (pp + acab) \cdot S_{vig} = 160$$

Mayoración de cargas:

$$W_u := 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CL = 394$$

De los resultados otorgados por el Análisis Sísmico del bloque, podemos obtener lo siguiente:

Momento máximo para el acero inferior:

$$Mu_{neg} := 0.67$$

Diseño por flexión:

$$K_u := \frac{Mu_{neg}}{(b \cdot d^2)} \cdot 10^{-1} = 23.183$$

$$w := 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695}{\phi_f \cdot F_c} \cdot K_u} = 0.133$$

$$p := \frac{w \cdot F_c}{F_y} = 0.007 \quad p_{min} := \frac{P}{2} = 0.003$$

$$p_b := \frac{0.85 \cdot F_c \cdot 0.85}{F_y} \cdot \frac{6000}{6000 + F_y} = 0.021$$

$$p_{max} := 0.75 \cdot p_b = 0.016$$

$$A_{s_{req}} := p \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 1.132 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{col}} := 1.27 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s_{req}} \cdot F_y}{0.85 \cdot F_c \cdot (b \cdot 10^3)} = 0.266$$

Se usará acero de 1/2"

Momento máximo para el acero superior:

$$M_{u_{pos}} := 0.5$$

Diseño por flexión:

$$K_u := \frac{M_{u_{pos}}}{(b \cdot d^2)} \cdot 10^{-1} = 17.301$$

$$w := 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695}{\phi_f \cdot F_c} \cdot K_u} = 0.097$$

$$p := \frac{w \cdot F_c}{F_y} = 0.005 \quad p_{min} := \frac{P}{2} = 0.002$$

$$p_b := \frac{0.85 \cdot F_c \cdot 0.85}{F_y} \cdot \frac{6000}{6000 + F_y} = 0.021$$

$$p_{max} := 0.75 \cdot p_b = 0.016$$

$$A_{s_{req}} := p \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 0.826 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{col}} := 1.13 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s_{req}} \cdot F_y}{0.85 \cdot F_c \cdot (b \cdot 10^3)} = 0.194$$

Se usará acero de 12mm"

Diseño de losa por cortante:

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d \cdot 10 = 1.306 \text{ ton}$$

$$\phi_e \cdot V_c = 1.11 \text{ ton}$$

$$V_u := 0.95 \text{ ton}$$

Diseño de losa correspondiente al volado:

Datos:

$$\begin{array}{lll} b := 0.10 \text{ m} & r := 0.03 \text{ m} & \phi_e := 0.85 \\ e := 0.2 \text{ m} & d := e - r = 0.17 \text{ m} & \phi_f := 0.9 \end{array}$$

$$F_c := 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y := 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Metrado de cargas:

$$S_{vig} := 0.4$$

Carga muerta:

$$\begin{array}{l} pp := 300 \\ acab := 100 \end{array}$$

$$CM := (pp + acab) \cdot S_{vig} = 160$$

Carga viva:

$$\begin{array}{l} cv := 400 \\ CL := cv \cdot S_{vig} = 160 \end{array}$$

Mayoración de cargas:

$$W_u := 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CL = 496$$

De los resultados otorgados por el Análisis Sísmico del bloque, podemos obtener lo siguiente:

Momento máximo para el acero inferior:

$$M_{u_{neg}} := 0.83$$

Diseño por flexión:

$$Ku := \frac{Mu_{neg}}{(b \cdot d^2)} \cdot 10^{-1} = 28.72$$

$$w := 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695}{\phi_f \cdot Fc} \cdot Ku} = 0.169$$

$$p := \frac{w \cdot Fc}{Fy} = 0.008 \quad p_{min} := \frac{p}{2} = 0.004$$

$$p_b := \frac{0.85 \cdot Fc \cdot 0.85}{Fy} \cdot \frac{6000}{6000 + Fy} = 0.021$$

$$p_{max} := 0.75 \cdot p_b = 0.016$$

$$As_{req} := p \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 1.435 \text{ cm}^2$$

$$As_{col} := 1.27 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As_{req} \cdot Fy}{0.85 \cdot Fc \cdot (b \cdot 10^3)} = 0.338$$

Se usará acero de 1/2"

Momento máximo para el acero superior:

$$Mu_{pos} := 0.63$$

Diseño por flexión:

$$Ku := \frac{Mu_{pos}}{(b \cdot d^2)} \cdot 10^{-1} = 21.799$$

$$w := 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695}{\phi_f \cdot Fc} \cdot Ku} = 0.125$$

$$p := \frac{w \cdot Fc}{Fy} = 0.006 \quad p_{min} := \frac{p}{2} = 0.003$$

$$p_b := \frac{0.85 \cdot Fc \cdot 0.85}{Fy} \cdot \frac{6000}{6000 + Fy} = 0.021$$

$$p_{max} := 0.75 \cdot p_b = 0.016$$

$$A_{s_{req}} := p \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 1.058 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{col}} := 1.13 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s_{req}} \cdot F_y}{0.85 \cdot F_c \cdot (b \cdot 10^3)} = 0.249$$

Se usará acero de 12mm"

Diseño de losa por cortante:

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d \cdot 10 = 1.306 \text{ ton}$$

$$\phi_e \cdot V_c = 1.11 \text{ ton}$$

$$V_u := 0.95 \text{ ton}$$

Diseño de losa correspondiente al techo inclinado:

Datos:

$$\begin{array}{lll} b := 0.10 \text{ m} & r := 0.03 \text{ m} & \phi_e := 0.85 \\ e := 0.2 \text{ m} & d := e - r = 0.17 \text{ m} & \phi_f := 0.9 \end{array}$$

$$F_c := 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y := 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Metrado de cargas:

$$S_{vig} := 0.4$$

Carga muerta:

$$\begin{array}{l} pp := 300 \\ acab := 100 \end{array}$$

$$CM := (pp + acab) \cdot S_{vig} = 160$$

Carga viva:

$$\begin{array}{l} cv := 100 \\ CL := cv \cdot S_{vig} = 40 \end{array}$$

Mayoración de cargas:

$$W_u := 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CL = 292$$

De los resultados otorgados por el Análisis Sísmico del bloque, podemos obtener lo siguiente:

Momento máximo para el acero inferior:

$$Mu_{neg} := 0.43$$

Diseño por flexión:

$$Ku := \frac{Mu_{neg}}{(b \cdot d^2)} \cdot 10^{-1} = 14.879$$

$$w := 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695}{\phi_f \cdot Fc} \cdot Ku} = 0.083$$

$$p := \frac{w \cdot Fc}{Fy} = 0.004 \quad p_{min} := \frac{p}{2} = 0.002$$

$$p_b := \frac{0.85 \cdot Fc \cdot 0.85}{Fy} \cdot \frac{6000}{6000 + Fy} = 0.021$$

$$p_{max} := 0.75 \cdot p_b = 0.016$$

$$As_{req} := p \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 0.704 \text{ cm}^2$$

$$As_{col} := 0.71 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As_{req} \cdot Fy}{0.85 \cdot Fc \cdot (b \cdot 10^3)} = 0.166$$

Se usará acero de 3/8"

Momento máximo para el acero superior:

$$Mu_{pos} := 0.34$$

Diseño por flexión:

$$Ku := \frac{Mu_{pos}}{(b \cdot d^2)} \cdot 10^{-1} = 11.765$$

$$w := 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695}{\phi_f \cdot Fc} \cdot Ku} = 0.065$$

$$p := \frac{w \cdot Fc}{Fy} = 0.003 \quad p_{min} := \frac{p}{2} = 0.002$$

$$p_b := \frac{0.85 \cdot Fc \cdot 0.85}{Fy} \cdot \frac{6000}{6000 + Fy} = 0.021$$

$$p_{max} := 0.75 \cdot p_b = 0.016$$

$$A_{s_{req}} := p \cdot b \cdot d \cdot 10^4 = 0.55 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s_{col}} := 0.71 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s_{req}} \cdot F_y}{0.85 \cdot F_c \cdot (b \cdot 10^3)} = 0.13$$

Se usará acero de 3/8"

Diseño de losa por cortante:

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{F_c} \cdot b \cdot d \cdot 10 = 1.306 \quad \text{ton}$$

$$\phi_e \cdot V_c = 1.11 \quad \text{ton}$$

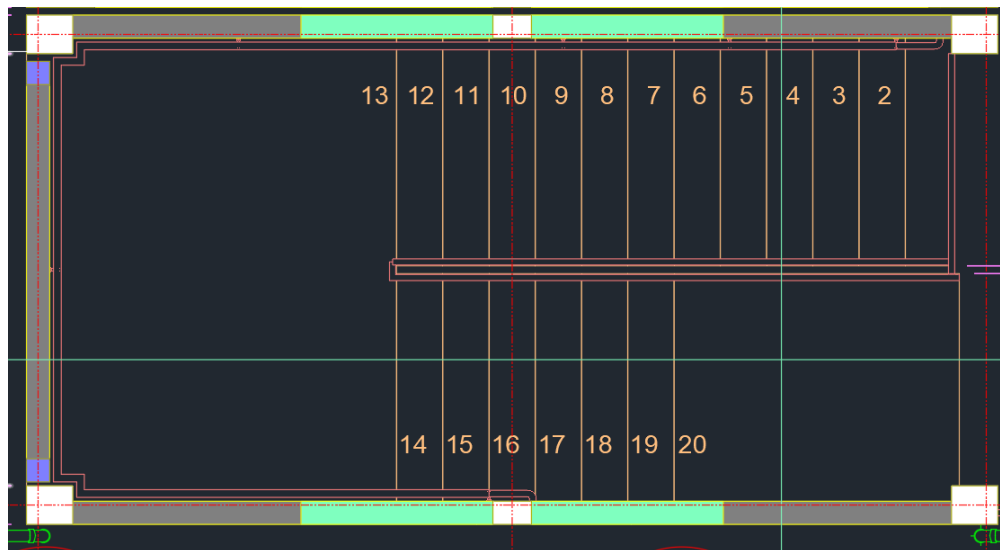
$$V_u := 0.95 \text{ ton}$$

ESCALERA:

El diseño de escalera se realiza solo por flexión. Determinamos un A_s para el momento negativo, positivo y se coloca un fierro mínimo por temperatura, para la dirección transversal del A_s requerido.

Se define un modelo estructural para el análisis, normalmente para apoyos sobre las vigas o muros de ladrillo, se considerará una articulación y se procede a calcular el momento M_u máximo. Solo se considera las cargas de gravedad mas no las sísmicas, porque la escalera fue separada sísmicamente del edificio.

Figure 73 Escalera de los módulos de dos pisos



Fuente: Elaboración propia

Considerando solamente el diseño por flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor.

Como se podrá apreciar en la **Figura 73** La losa cuenta de dos tramos, por ende, se procederá a trabajar con calculando primero el metrado de cargas, cálculo de momentos máximos para el Primer tramo, y consecuentemente con el Segundo tramo.

EJEMPLO DE DISEÑO DE LA ESCALERA PARA UN MODULO DE DOS PISOS:

$$Fy := 4200 \cdot \frac{kg}{cm^2} \quad Fc := 210 \cdot \frac{kg}{cm^2} \quad SC := 400 \cdot \frac{kg}{m^2}$$

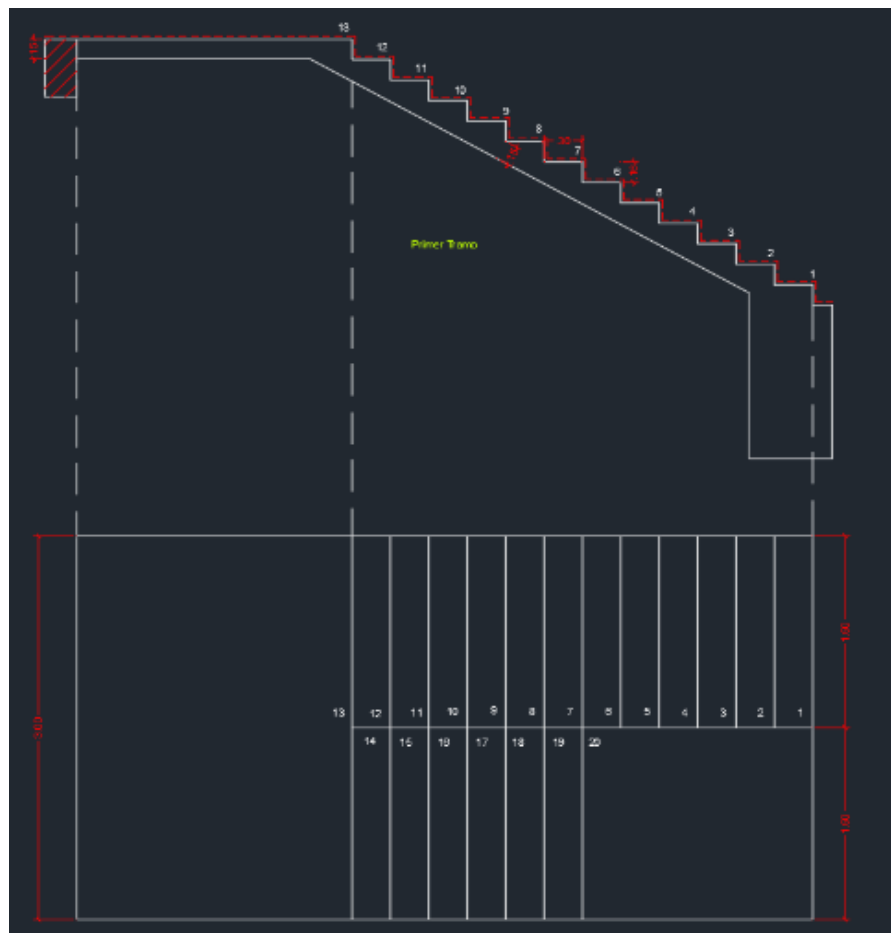
$$P := 30 \text{ cm} \quad cp := 16 \text{ cm} \quad t := 15 \text{ cm}$$

$$\text{Cos}\theta := \frac{P}{\sqrt{P^2 + cp^2}} = 0.882 \quad h := \frac{t}{\text{Cos}\theta} = 17 \text{ cm}$$

$$hm := h + \frac{cp}{2} = 25 \text{ cm}$$

PRIMER TRAMO:

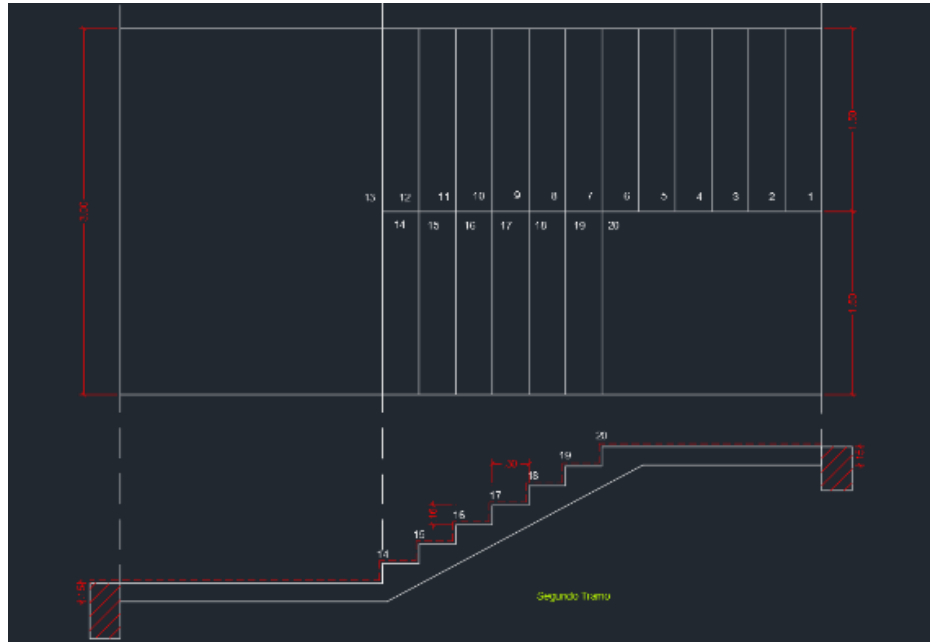
Figure 74 Escalera Primer Tramo



Fuente: Elaboración propia

SEGUNDO TRAMO:

Figure 75 Escalera Segundo Tramo



Fuente: Elaboración propia

METRADOS:

a) GARGANTA DE ESCALERA:

$$b := 1.5 \text{ m} \quad P_{esp} := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad P_{acabados} := 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{esopropio} := h_m \cdot b \cdot P_{esp} = 0.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Acabado := b \cdot P_{acabados} = 0.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WD := P_{esopropio} + Acabado = 1.05 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Sobrecarga} := SC \cdot b = 0.661 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WL := \text{Sobrecarga} = 0.661 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WU1 := 1.4 \cdot WD + 1.7 \cdot WL = 2.594 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

b) DESCANSO:

$$hm := 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Pesopropio} := hm \cdot b \cdot P_{\text{esp}} = 0.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Acabado} := b \cdot P_{\text{acabados}} = 0.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

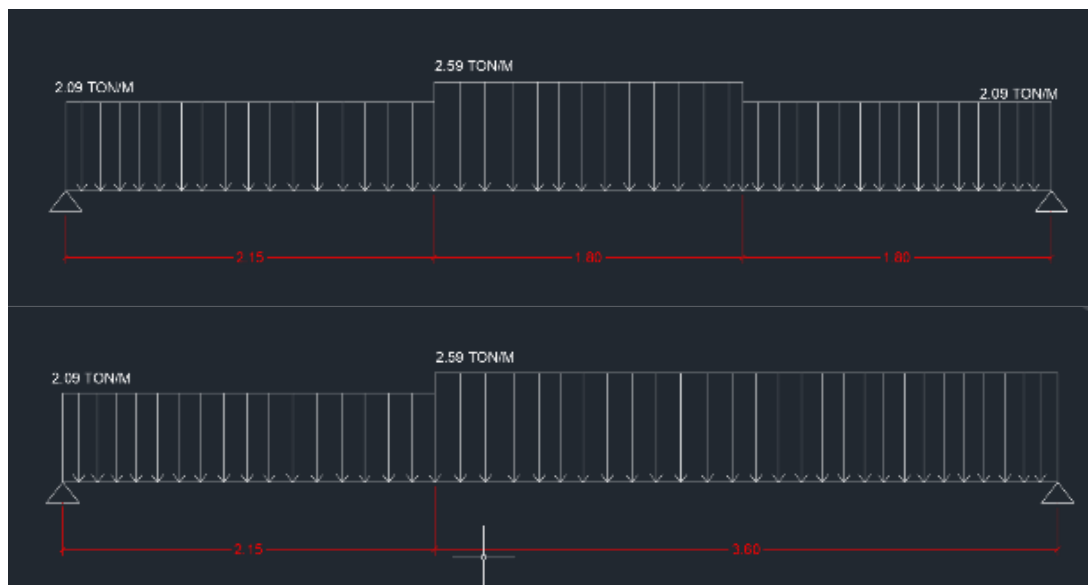
$$WD := \text{Pesopropio} + \text{Acabado} = 0.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Sobrecarga} := SC \cdot b = 0.661 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad WL := \text{Sobrecarga} = 0.661 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WU2 := 1.4 \cdot WD + 1.7 \cdot WL = 2.09 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

HALLAMOS LOS MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS PARA EL PRIMER Y SEGUNDO TRAMO:

Figure 76 Cargas del Primer y Segundo Tramo



Fuente: Elaboración propia

MOMENTOS POSITIVOS DEL PRIMER TRAMO:

$$+ M_{\text{diseño}} = 7.64 \text{ ton/m}$$

$$- M_{\text{diseño}} = 2.54 \text{ ton/m}$$

MOMENTOS POSITIVOS DEL SEGUNDO TRAMO:

$$+ M_{\text{diseño}} = 7.67 \text{ ton-m}$$

$$- M_{\text{diseño}} = 2.56 \text{ ton-m}$$

TRABAJAMOS CON LOS MOMENTOS DEL TRAMO 2:

$$M_{positivo} := 7.67 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad t := 15 \text{ cm} \quad dv := 1.59 \text{ cm}$$

$$M_{negativo} := 2.56 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{recubrimiento} := 2 \text{ cm}$$

$$d := t - \left(\text{recubrimiento} + \frac{dv}{2} \right) = 12.205 \text{ cm}$$

REFUERZO ACERO POSITIVO:

$$Mu := M_{positivo} = 7.67 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$a := \frac{d}{5} = 2.441 \text{ cm} \quad As := \frac{Mu}{0.9 \cdot Fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 16.758 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot Fy}{0.85 \cdot Fc \cdot b} = 2.629 \text{ cm}$$

$$As := \frac{Mu}{0.9 \cdot Fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 16.902 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot Fy}{0.85 \cdot Fc \cdot b} = 2.651 \text{ cm}$$

$$As := \frac{Mu}{0.9 \cdot Fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 16.92 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{As \cdot Fy}{0.85 \cdot Fc \cdot b} = 2.654 \text{ cm}$$

$$As_{min} := 0.0018 \cdot b \cdot d = 3.295 \text{ cm}^2$$

USAREMOS $10\phi 5/8'' = 19.8 \text{ cm}^2$

SEPARACION:

$$S := \frac{b - 2 \cdot \text{recubrimiento}}{9} = 16.222 \text{ cm}$$

USAREMOS $10\phi 5/8'' @ 0.15\text{m}$ en Acero positivo

REFUERZO ACERO NEGATIVO:

$$A_s := \frac{A_s}{3} = 5.64 \text{ cm}^2 \quad \text{mayor al } A_{smin}$$

USAREMOS $5\phi 1/2'' = 6.35 \text{ cm}^2$

SEPARACION:

$$S := \frac{b - 2 \cdot \text{recubrimiento}}{4} = 36.5 \text{ cm}$$

USAREMOS $5\phi 1/2'' @ 0.35\text{m}$ en Acero negativo

REFUERZO TRANSVERSAL POR TEMPERATURA:

$$A_{st} := 0.0018 \cdot b \cdot t = 4.05 \text{ cm}^2 \quad A_{\phi} := 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S := \frac{A_{\phi}}{A_{st}} = 0.175 \quad \text{USAREMOS } \phi 3/8'' @ 0.20\text{m}$$

ZAPATAS:

Se denomina cimentación a los elementos estructurales que transmiten las cargas concentradas (gravedad y sismo) provenientes de elementos estructurales conectados a ella (columnas, placas, muros), todas las cargas son transmitidas al terreno de manera que no se exceda la capacidad portante o esfuerzo admisible del suelo.

Asegurando los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad. De los estudios de suelo se determina la capacidad portante del terreno (σ_t), el nivel mínimo de cimentación (Df), el asentamiento diferencial máximo, la agresividad del terreno, la presencia de napa freática y algunas recomendaciones para la cimentación. Se tomo en cuenta los lineamientos establecidos en la norma NTE E.050, podemos apreciar como las cargas son transmitidas de elemento a elemento hasta llegar a la cimentación.

DESCRIPCION DE LA CIMENTACION (ZAPATA) A DISEÑAR:

Según el Estudio de Suelos, nos especifican que la profundidad de cimentación será de 1.2m y por otro lado **La Norma de Suelos y Cimentaciones en su Capítulo 4**, nos especifica que la profundidad mínima debe ser de 0.80 m, lo que cumpliría con los parámetros básicos.

Se exporto los datos de cargas axiales del programa SAP 2000 al programa SAFE, para determinar que las dimensiones previas asignadas a cada tipo de zapata, cumplan para soportar la cantidad de presión o carga admisible ($q_u = 0.9 \text{ ton/m}^2$) otorgada por el Estudio de Suelos y no se excedan.

Sin embargo, se realizó un diseño manual para cada tipo de zapata respetando los lineamientos establecidos en la norma **NTE - E.050**.

EJEMPLO DE DISEÑO DE ZAPATAS PARA UN MODULO DE DOS PISOS:

En el siguiente diseño se tomó de Ejemplo la ZAPATA 3 como cimienta de la columna T (C1).

Para el diseño de la zapata consideraremos el estado de carga mayor: $q_{\max} = 9 \text{ ton/m}^2$ y este a su vez en la zapata es una carga distribuida lineal constante.

DISEÑO DE ZAPATA 3:

$$\begin{aligned} P &:= 31 \text{ ton} && \text{Carga Axial} \\ Pd &:= 23.82 \text{ ton} && \text{Carga Muerta} \\ PL &:= 7.27 \text{ ton} && \text{Carga Viva} \end{aligned}$$

$$Pu := 1.4 \cdot (Pd) + 1.7 \cdot (PL) = 45.707 \text{ ton}$$

1) ESPESOR DE ZAPATA:

Considerando un acero de 5/8"

$$\begin{aligned} H &:= 60 \text{ cm} && \text{db: Diámetro de acero} && \text{espesor} := 7.5 \text{ cm} \\ &&& db &:= 1.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r &:= \text{espesor} + 1.5 \cdot db = 9.885 \text{ cm} \\ d &:= H - r = 50.115 \text{ cm} && d' := d = 0.501 \text{ m} \end{aligned}$$

2) PRESION NETA CAPAZ DE SOPORTAR EL SUELO:

$$qu := 9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \gamma_{\text{suelo}} := 1.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad \gamma_{\text{concreto}} := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$Hs := 60 \text{ cm}$$

$$qe := qu - \gamma_{\text{suelo}} \cdot (Hs) - \gamma_{\text{concreto}} \cdot (H) = 6.528 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$A := \frac{P}{qe} = 4.749 \text{ m}^2$$

$$B := \sqrt{A} = 2.179 \text{ m}$$

$$\therefore B := 2.2 \text{ m}$$

3) CALCULO DEL Qu:

$$qu := \frac{Pu}{A} = 9.625 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

4) FUERZA CORTANTE EN UNA DIRECCION:

$$\begin{aligned} B &:= 2 \text{ m} && b := 0.25 \text{ m} && a := 0.45 \text{ m} && \lambda := 1 && fc' := 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ &&& && && && fc := 210 \end{aligned}$$

$$Vu := \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} - d \right) \cdot B \cdot qu = 7.197 \text{ ton} \quad bw := 200 \text{ cm}$$

$$f_{cu} := f_c \cdot (f_c')^2 = (2.1 \cdot 10^{10}) \frac{\text{kg}^2}{\text{m}^4}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{cu}} \cdot b_w \cdot d = 84.857 \text{ ton} \quad \phi := 0.75$$

$$\phi \cdot V_c = 63.643 \text{ ton}$$

5) FUERZA CORTANTE EN DOS DIRECCIONES:

$$V_u := (B^2 - (a + d') \cdot (b + d')) \cdot q_u = 31.623 \text{ ton}$$

Cortante resistente del concreto en dos direcciones:

$$b_o := 2 \cdot (a + d') + 2 \cdot (b + d') = 340.46 \text{ cm}$$

$$V_{c1} := 1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{cu}} \cdot b_o \cdot d = 299.806 \text{ ton}$$

$$\beta := \frac{a}{b} = 1.8$$

$$V_{c2} := 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{cu}} \cdot b_o \cdot d = 304.954 \text{ ton}$$

$$\alpha_s := 40$$

$$V_{c3} := 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{cu}} \cdot b_o \cdot d = 580.462 \text{ ton}$$

Coge el valor menor

ϕV_c debe ser mayor a V_u

$$\therefore \phi \cdot V_{c1} = 224.855 \text{ ton}$$

Si no es mayor, se incrementará la altura "H"

6) DISEÑO PARA RESISTIR MOMENTO FLEXIONANTE:

$$M_u := \left(B \cdot \left(\frac{B-b}{2}\right)\right) \cdot q_u \cdot \left(\frac{B-b}{4}\right) = 7.369 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

7) MOMENTO RESISTENTE:

$$\varepsilon_y := 0.002 \quad \varepsilon_{cu} := 0.003$$

$$c := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}} = 30.069 \text{ cm}$$

$$\beta_1 := 0.85 - \frac{(0.05 \cdot (f_c - 280))}{70} = 0.9 \quad 0.65 \geq \beta_1 \leq 0.85$$

$$\therefore \beta_1 := 0.85$$

$$a := \beta_1 \cdot c = 25.559 \text{ cm} \quad \phi := 0.9 \quad F_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{sr} := \frac{M_u}{\phi \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 4.737 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero requerido})$$

8) REFUERZO MINIMO PARA FLEXION:

$$a) \left(\frac{14}{4200}\right) \cdot b_w \cdot d = 33.41 \text{ cm}^2$$

$$b) \frac{0.8 \cdot \sqrt{f_{cu}}}{F_y} \cdot b_w \cdot d = 27.666 \text{ cm}^2$$

Elegimos el resultado mayor:

$$A_{smin} := 33.73 \text{ cm}^2$$

9) CALCULAMOS NUMERO DE VARILLAS: $Ab := 1.98 \text{ cm}^2$

$$\text{Varillas\#4} := \frac{A_{smin}}{Ab} = 17.035 \quad 17 \text{ varillas}$$

$$As := 17 \cdot Ab = 33.66 \text{ cm}^2$$

10) COMPROBACION DEL M_n MAYOR AL M_u :

$$a := \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f_c \cdot f_c' \cdot B} = 3.96 \text{ cm}$$

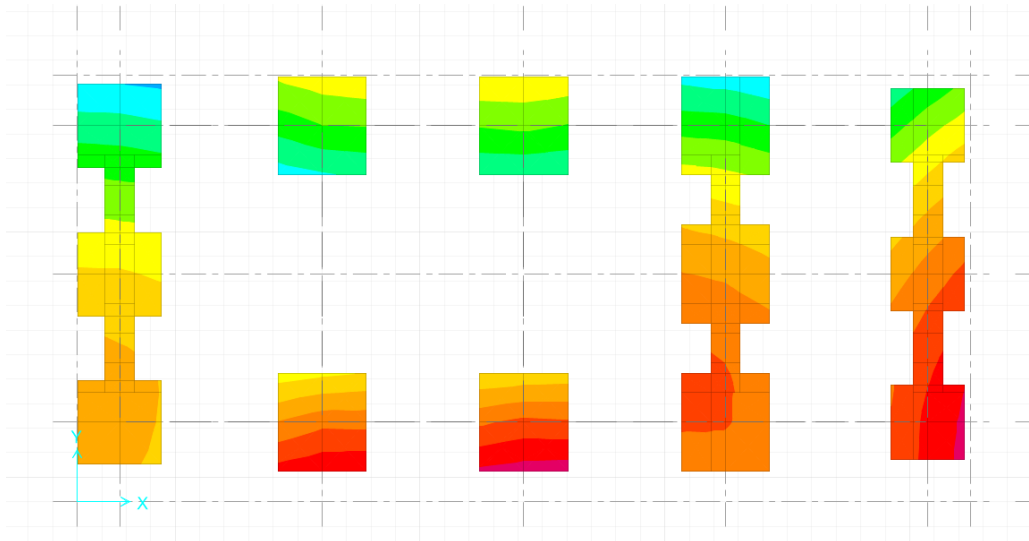
$$M_n := A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 75.012 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n := 0.9 \cdot M_n = 67.51 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

COMPROBACION DE PRESIONES:

Como ya dicho previamente, se realizó la comprobación de presiones, exportando las cargas al programa SAFE. Dio como resultado que la máxima presión transmitida es de 8.23 ton/m² que no supera la admisible de 9 ton/m²

Figure 77 Presiones ejercidas sobre la Cimentación



Fuente: Elaboración propia

OTROS CALCULOS:

REQUISITOS GENERALES PARA UN MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA:

La norma E-070 de Albañilería Confinada en su Capítulo 7.1 nos recomienda realizar unas verificaciones preliminares para Muros de albañilería confinada, estos deben de cumplir los siguientes requisitos estructurales mínimos:

REQUISITOS ESTRUCTURALES MINIMOS:

Se hacen las verificaciones preliminares estipuladas en el capítulo 07 de la NTE E.070 Requisitos Estructurales Mínimos.

De los materiales: Mortero 1:4 (Cemento: Arena Gruesa)
Unidad de albañilería: Máximo 30% de vacíos

$$F_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$h := 2.6 \text{ m}$$

Altura de entresiso.

$$F_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$t_1 := 0.23 \text{ m}$$

Espesor de Muros.

$$F_m := 65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{\text{techada}} := 105.73 \text{ m}^2$$

Área techada de planta típica

1.- Espesor mínimo de muros:

$$t := \frac{h}{20} = 0.13 \text{ m} \quad \text{if } (t_1 \geq t, \text{ "ok", "aumentar"}) = \text{ "ok"}$$

2.- Estructuración en planta:

Longitud de muros portantes:

$$L_1 := 6.30 \text{ m}$$

3.- Verificación de Densidad de muros:

$Z := 0.35$ Factor de Zona
 $U := 1.5$ Factor de Uso
 $S := 1.15$ Factor de Amp. del suelo
 $N := 2$ Número de Pisos

$$\frac{\text{Área de Cortes de los Muros Reforzados}}{\text{Área de la Planta Típica}} = \frac{\sum L_i}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

$$\frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} = 0.022$$

Área de muros:

$$M_1 := t_1 \cdot 3 L_1 = 4.347 \text{ m}^2$$

$$Mn := M_1 = 4.347 \text{ m}^2 \qquad \frac{Mn}{A_{techada}} = 0.041$$

$$\text{if} \left(\frac{Mn}{A_{techada}} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}, \text{"cumple"}, \text{"aumentar"} \right) = \text{"cumple"}$$

3.- Evaluación de Carga Axial de muros:

Realizamos la verificación de carga axial en el muro más desfavorable, o con mayor área tributaria, debiendo cumplirse que:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0,2 \quad f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 \cdot t} \right)^2 \right] \leq 0,15 \quad f'_m$$

Primer Entrepiso:

Datos:

$$t_1 := 0.23 \text{ m} \quad h_1 := 2.75 \text{ m} \quad \gamma_{alb} := 1.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad \gamma_{con} := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad Sc_1 := 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$L_1 := 6.30 \text{ m} \quad A_{trib} := 26.48 \text{ m}^2 \quad P_{t20} := 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad P_{ac} := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$Sc_2 := 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

CARGA MUERTA:

$$P_{muro} := L_1 \cdot t_1 \cdot h_1 \cdot \gamma_{con} = 9.563 \text{ ton}$$

$$Viga_Y := (4.12 \text{ m} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} \cdot \gamma_{con}) \cdot 3 = 2.596 \text{ ton}$$

$$Viga_X := 7.8 \text{ m} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot \gamma_{con} = 2.106 \text{ ton}$$

Losa Aligerada:

$$P_{losa} := P_{t20} \cdot A_{trib} = 8.757 \text{ ton} \quad P_{acabados} := P_{ac} \cdot A_{trib} = 2.919 \text{ ton}$$

$$PD_1 := P_{muro} + Viga_Y + Viga_X + P_{losa} + P_{acabados} = 25.941 \text{ ton}$$

CARGA VIVA:

$$Cargaviva_1 := Sc_1 \cdot 21.44 \text{ m}^2 = 5.908 \text{ ton}$$

$$Cargaviva_2 := Sc_2 \cdot 5.04 \text{ m}^2 = 2.222 \text{ ton}$$

$$PL_1 := Cargaviva_1 + Cargaviva_2 = 8.131 \text{ ton}$$

$$P1 := PD_1 + PL_1 = 34.071 \text{ ton}$$

Segundo Entrepiso:

Datos:

$$t_1 := 0.23 \text{ m} \quad h_1 := 3.86 \text{ m} \quad \gamma_{alb} := 1.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad \gamma_{con} := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad Sc := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$
$$L_1 := 6.30 \text{ m} \quad A_{trib} := 30.08 \text{ m}^2 \quad P_{t20} := 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad P_{ac} := 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$
$$P_{tej} := 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

CARGA MUERTA:

$$P_{muro} := L_1 \cdot t_1 \cdot h_1 \cdot \gamma_{con} = 13.424 \text{ ton}$$

$$Viga_{Y1} := (4.12 \text{ m} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} \cdot \gamma_{con}) \cdot 2 = 1.73 \text{ ton}$$

$$Viga_{Y2} := (4.12 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 0.20 \text{ m} \cdot \gamma_{con}) \cdot 2 = 0.593 \text{ ton}$$

$$Viga_X := 8.71 \text{ m} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot \gamma_{con} = 2.352 \text{ ton}$$

Losa Aligerada:

$$P_{losa} := P_{t20} \cdot A_{trib} = 9.947 \text{ ton} \quad P_{acabados} := P_{ac} \cdot A_{trib} = 3.316 \text{ ton}$$

$$P_{teja} := P_{tej} \cdot A_{trib} = 1.658 \text{ ton}$$

$$PD_2 := P_{muro} + Viga_{Y1} + Viga_{Y2} + Viga_X + P_{losa} + P_{acabados} + P_{teja} = 33.02 \text{ ton}$$

CARGA VIVA:

$$Cargaviva := Sc \cdot A_{trib} = 3.316 \text{ ton}$$

$$PL_2 := Cargaviva = 3.316 \text{ ton}$$

$$P2 := PD_2 + PL_2 = 36.336 \text{ ton}$$

$$P_{total} := P1 + P2 = 70.407 \text{ ton}$$

Comprobación:

$$A_{muro} := L_1 \cdot t_1 = 1.449 \text{ m}^2 \quad f'm := 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_m := \frac{P_{total}}{A_{muro}} = 48.59 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_1 := 0.2 \cdot f'm \cdot \left(1 - \left(\frac{h}{35 \cdot t_1}\right)^2\right) = 138.225 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

if ($\sigma_m \leq \sigma_1$, "cumple", "revisar") = "cumple"

$$\sigma_2 := 0.15 \cdot f'm = 115.743 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

if ($\sigma_m \leq \sigma_2$, "cumple", "revisar") = "cumple"

VII. METRADO

El objetivo del proyecto es efectuar un Análisis Comparativo Presupuestal entre los Diseños en Concreto Armado y en Acero de la Institución Educativa N82629 del Caserío de Totorillas, Distrito de Guzmango – Contumaza – Cajamarca como aporte social por ello fue necesario realizar primero el metrado de todos los elementos estructurales que conforman nuestros bloques.

Se realizó en una plantilla de Excel los metrados de Materiales para cada elemento estructural para las siguientes partidas:

- Trabajos Preliminares.
- Movimiento de Tierras.
- Obras de Concreto Simple: Solado, Cimiento corrido, Sobrecimientos, Falso piso.
- Obras de Concreto Armado: Zapatas, Vigas de Cimentación, Columnas, Vigas, Losas aligeradas u/o macizas, Escaleras.
- Obras de Albañilería

Estos datos serán de utilidad para la realización del Presupuesto del bloque H que se podrá apreciar en los Anexos.

Cabe mencionar que los demás bloques fueron trabajados de la misma forma.

A continuación, se presentarán el metrado del Bloque H:

ITEM	DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES				Nº de Veces	METRADO					Total
				Largo	Ancho	Alto	Lon.		Área	Vol.	Kg.	Und.		
02	BLOQUE H													
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES													
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2												284.13
	Modulo y veredas	m2	1	21.63	8.63		1		284.13					
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2												284.13
	Modulo y veredas	m2	1	21.63	8.63		1		284.13					
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2												284.13
	Modulo y veredas	m2	1	21.63	8.63		1		284.13					
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS													
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMA	m3												92.71
	Zapata 01	m3	6	1.50	1.50	1.30	1		17.55					
	Zapata 02	m3	3	1.70	1.70	1.30	1		11.27					
	Zapata 03	m3	7	2.00	1.80	1.30	1		32.76					
	Cimentacion VC01 EJE 5-5 y 6-6	m3	2	3.97	0.25	1.40	1		2.78					
	Cimentacion VC02 EJE: 8-8 y 2-2	m3	4	1.46	0.60	1.50	1		5.26					
	Cimentacion VC02 EJE: 7-7	m3	2	0.98	0.60	1.50	1		1.76					
	Cimentacion VC02 EJE: 4-4	m3	2	1.27	0.60	1.50	1		2.29					
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 8-8 y 7-7	m3	2	2.31	0.60	1.50	1		4.16					
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 7-7 y 6-6	m3	2	2.12	0.60	1.50	1		3.82					
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 6-6 y 5-5	m3	2	2.13	0.60	1.50	1		3.83					
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 5-5 y 4-4	m3	2	2.35	0.60	1.50	1		4.23					
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 4-4 y 2-2	m3	2	1.67	0.60	1.50	1		3.01					
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON	m3												41.70
	Movimiento de tierra: Zapata 01	m3	6	1.50	1.50	1.30	1		17.55					
	Descuento de Zapata 01	m3	6	1.50	1.50	0.50	-1		-6.75					
	Descuento de Columna 02	m3	2	0.15		0.70	-1		-0.21					
	Descuento de Columna 03	m3	4	0.09		0.70	-1		-0.25					
	Descuento de Solado	m3	6	1.50	1.50	0.10	-1		-1.35					
	Movimiento de tierra: Zapata 02	m3	3	1.70	1.70	1.30	1		11.27					
	Descuento de Zapata 02	m3	3	1.70	1.70	0.50	-1		-4.34					
	Descuento de Columna 02	m3	2	0.15		0.70	-1		-0.21					
	Descuento de Columna 03	m3	4	0.09		0.70	-1		-0.25					
	Descuento de Solado	m3	3	1.70	1.70	0.10	-1		-0.87					
	Movimiento de tierra: Zapata 03	m3	7	2.00	1.80	1.30	1		32.76					
	Descuento de Zapata 03	m3	7	2.00	1.80	0.60	-1		-15.12					
	Descuento de Columna 01	m3	6	0.19		0.60	-1		-0.68					
	Descuento de Columna 03	m3	1	0.09		0.60	-1		-0.05					
	Descuento de Solado	m3	7	2.00	1.80	0.10	-1		-2.52					
	Movimiento de tierra: Cimentacion VC01	m3	2	3.97	0.25	1.40	1		2.78					
	Descuento de cimentacion VC1	m3	2	3.97	0.25	0.40	-1		-0.79					
	Movimiento de tierra: Cimentacion VC02 EJE: 8-8 y 2-2	m3	4	1.46	0.60	1.50	1		5.26					
	Descuento de cimentacion VC2	m3	4	1.46	0.25	0.30	-1		-0.44					
	Descuento de Cimiento corrido	m3	4	1.46	0.60	0.60	-1		-2.10					
	Descuento de Sobrecimiento	m3	4	1.46	0.15	0.83	-1		-0.73					
	Movimiento de tierra: Cimentacion VC02 EJE: 7-7	m3	2	0.98	0.60	1.50	1		1.76					
	Descuento de cimentacion VC2	m3	2	0.98	0.25	0.30	-1		-0.15					
	Descuento de Cimiento corrido	m3	2	0.98	0.60	0.60	-1		-0.71					
	Descuento de Sobrecimiento	m3	2	0.98	0.15	0.83	-1		-0.24					
	Movimiento de tierra: Cimentacion VC02 EJE: 4-4	m3	2	1.27	0.60	1.50	1		2.29					
	Descuento de cimentacion VC2	m3	2	1.27	0.25	0.30	-1		-0.19					
	Descuento de Cimiento corrido	m3	2	1.27	0.60	0.60	-1		-0.91					

	Descuento de Sobrecimiento	m3	2	1.27	0.15	0.83	-1				-0.32		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 8-8 y 7-7	m3	2	2.31	0.60	1.50	1				4.16		
	Descuento de cimentacion VC2	m3	2	2.31	0.25	0.30	-1				-0.35		
	Descuento de Cimiento corrido	m3	2	2.31	0.60	0.60	-1				-1.66		
	Descuento de Sobrecimiento	m3	2	2.31	0.15	0.83	-1				-0.58		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 7-7 y 6-6	m3	2	2.12	0.60	1.50	1				3.82		
	Descuento de cimentacion VC2	m3	2	2.12	0.25	0.30	-1				-0.32		
	Descuento de Cimiento corrido	m3	2	2.12	0.60	0.60	-1				-1.53		
	Descuento de Sobrecimiento	m3	2	2.12	0.15	0.83	-1				-0.53		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 6-6 y 5-5	m3	2	2.13	0.60	1.50	1				3.83		
	Descuento de cimentacion VC2	m3	2	2.13	0.25	0.30	-1				-0.32		
	Descuento de Cimiento corrido	m3	2	2.13	0.60	0.60	-1				-1.53		
	Descuento de Sobrecimiento	m3	2	2.13	0.15	0.83	-1				-0.53		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 5-5 y 4-4	m3	2	2.35	0.60	1.50	1				4.23		
	Descuento de cimentacion VC2	m3	2	2.35	0.25	0.30	-1				-0.35		
	Descuento de Cimiento corrido	m3	2	2.35	0.60	0.60	-1				-1.69		
	Descuento de Sobrecimiento	m3	2	2.35	0.15	0.83	-1				-0.59		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 4-4 y 2-2	m3	2	1.67	0.60	1.50	1				3.01		
	Descuento de cimentacion VC2	m3	2	1.67	0.25	0.30	-1				-0.25		
	Descuento de Cimiento corrido	m3	2	1.67	0.60	0.60	-1				-1.20		

	Descuento de Sobrecimiento	m3	2	1.67	0.15	0.83	-1				-0.42		
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS, h=0	m3										13.65	
	Afirmado Zapata 01	m3	6	1.50	1.50	0.20	1				2.70		
	Afirmado Zapata 02	m3	3	1.70	1.70	0.20	1				1.73		
	Afirmado Zapata 03	m3	7	2.00	1.80	0.20	1				5.04		
	Cimentacion VC01 EJE 5-5 y 6-6	m3	2	3.97	0.25	0.20	1				0.40		
	Cimentacion VC02 EJE: 8-8 y 2-2	m3	4	1.46	0.60	0.20	1				0.70		
	Cimentacion VC02 EJE: 7-7	m3	2	0.98	0.60	0.20	1				0.24		
	Cimentacion VC02 EJE: 4-4	m3	2	1.27	0.60	0.20	1				0.30		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 8-8 y 7-7	m3	2	2.31	0.60	0.20	1				0.55		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 7-7 y 6-6	m3	2	2.12	0.60	0.20	1				0.51		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 6-6 y 5-5	m3	2	2.13	0.60	0.20	1				0.51		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 5-5 y 4-4	m3	2	2.35	0.60	0.20	1				0.56		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 4-4 y 2-2	m3	2	1.67	0.60	0.20	1				0.40		
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2										170.02	
		m2	1		170.0		1			170.02			
					2								
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUJO A MAN	m3										51.01	
	Movimiento de tierra total	m3	1		92.7		1			92.71			
					1								
	Relleno con material propio	m3	1		41.7		-1			-41.70			
					0								
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE												
02.03.01	SOLADO												
02.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3										4.74	
	Zapata 01	m3	6	1.50	1.50	0.10	1				1.35		
	Zapata 02	m3	3	1.70	1.70	0.10	1				0.87		
	Zapata 03	m3	7	2.00	1.80	0.10	1				2.52		
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO												
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA											11.34	
	Cimentacion VC02 EJE: 8-8 y 2-2	m3	4	1.46	0.60	0.60	1				2.10		
	Cimentacion VC02 EJE: 7-7	m3	2	0.98	0.60	0.60	1				0.71		
	Cimentacion VC02 EJE: 4-4	m3	2	1.27	0.60	0.60	1				0.91		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 8-8 y 7-7	m3	2	2.31	0.60	0.60	1				1.66		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 7-7 y 6-6	m3	2	2.12	0.60	0.60	1				1.53		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 6-6 y 5-5	m3	2	2.13	0.60	0.60	1				1.53		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 5-5 y 4-4	m3	2	2.35	0.60	0.60	1				1.69		
	Cimentacion VC02 EJE: B-B y D-D entre 4-4 y 2-2	m3	2	1.67	0.60	0.60	1				1.20		
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO											37.80	
	Cimentación VC02 EJE: 8-8 y 2-2	m2	4	1.46		0.60	2			7.01			

	Cimentación VC02 EJE: 7-7	m2	2	0.98		0.60	2		2.35										
	Cimentación VC02 EJE: 4-4	m2	2	1.27		0.60	2		3.05										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 8-8 y 7-7	m2	2	2.31		0.60	2		5.54										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 7-7 y 6-6	m2	2	2.12		0.60	2		5.09										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 6-6 y 5-5	m2	2	2.13		0.60	2		5.11										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 5-5 y 4-4	m2	2	2.35		0.60	2		5.64										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 4-4 y 2-2	m2	2	1.67		0.60	2		4.01										
02.03.03	SOBRECIMENTOS																		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE	m3																	6.78
	Cimentación VC02 EJE: 8-8 y 2-2	m3	4	2.57	0.15	0.85	1		1.31										
	Cimentación VC02 EJE: 7-7	m3	2	2.57	0.15	0.85	1		0.66										
	Cimentación VC02 EJE: 4-4	m3	2	2.57	0.15	0.85	1		0.66										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 8-8 y 7-7	m3	2	3.38	0.15	0.85	1		0.86										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 7-7 y 6-6	m3	2	3.38	0.15	0.85	1		0.86										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 6-6 y 5-5	m3	2	3.38	0.15	0.85	1		0.86										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 5-5 y 4-4	m3	2	3.38	0.15	0.85	1		0.86										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 4-4 y 2-2	m3	2	2.80	0.15	0.85	1		0.71										
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2																	90.44
	Cimentación VC02 EJE: 8-8 y 2-2	m3	4	2.57		0.85	2		17.48										
	Cimentación VC02 EJE: 7-7	m3	2	2.57		0.85	2		8.74										
	Cimentación VC02 EJE: 4-4	m3	2	2.57		0.85	2		8.74										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 8-8 y 7-7	m3	2	3.38		0.85	2		11.49										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 7-7 y 6-6	m3	2	3.38		0.85	2		11.49										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 6-6 y 5-5	m3	2	3.38		0.85	2		11.49										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 5-5 y 4-4	m3	2	3.38		0.85	2		11.49										
	Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 4-4 y 2-2	m3	2	2.80		0.85	2		9.52										
02.03.04	FALSO PISO																		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3																	11.00
	Falso Piso	m3	1	109.99		0.10	1		11.00										
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO																		
02.04.01	ZAPATAS																		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3																	27.89
	ZAPATA 1	m3	6	1.50	1.50	0.50			6.75										
	ZAPATA 2	m3	3	1.70	1.70	0.50			4.34										
	ZAPATA 3	m3	7	2.00	2.00	0.60			16.80										
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2																	56.20
	Z1																		
	Encofrado lateral	m2	6	1.50		0.50	4		18.00										
	Z2																		
	Encofrado lateral	m2	3	1.70		0.50	4		10.20										
	Z3																		
	Encofrado lateral	m2	7	2.00		0.50	4		28.00										
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm² GRADO 60	kg																	1131.66
	ZAPATA 1																		
	Acero EJE "X", "Y" 22 Ø5/8" _	kg	6	1.35			ganch o	empal											
	ZAPATA 2																		
	Acero EJE "X", "Y" 24 Ø5/8" _	kg	3	1.55			ganch o	empal											
	ZAPATA 3																		
	Acero EJE "X", "Y" 24 Ø5/8" _	kg	7	1.85			ganch o	empal											
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION																		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3																	4.44

	VC1	m3	2	5.50	0.25	0.40					1.10		
	VC2												
	EJE X	m3	8	2.60	0.25	0.25					1.30		
	EJE Y	m3	8	3.38	0.25	0.25					1.69		
		m3	2	2.80	0.25	0.25					0.35		
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2											35.40
	VC1												
	Encofrado lateral	m2	2	5.40		0.40	2				8.64		
	VC2 - EJE Y												
	Encofrado lateral	m2	2	2.80		0.25	2				2.80		
		m2	8	3.40		0.25	2				13.60		
	VC2 - EJE X												
	Encofrado lateral	m2	6	2.58		0.25	2				7.74		
		m2	2	2.62		0.25	2				2.62		
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm² GRADO 60	kg											468.56
	VC1												
	Acero longitudinal 4 Ø5/8" []	kg	2	6.22	0.60	0.00	4	54.56			1.55	84.57	
	Estribos: 36 Und de Ø3/8" en 2 Elem Simil	kg	2	0.98	0.00	0.00	36	70.56			0.56	39.51	
	VC2 EJE Y												
	Acero longitudinal 4 Ø1/2" []	kg	2	20.00	0.60	0.00	4	164.80			0.99	163.15	
	Estribos: 22 Und de 6mm" en 8 Elem Simil	kg	8	0.98	0.00	0.00	22	172.48			0.22	37.95	
	Estribos: 20 Und de 6mm" en 2 Elem Simil	kg	2	0.98	0.00	0.00	20	39.20			0.22	8.62	
	VC2 EJE X												
	Acero longitudinal 4 Ø1/2" []	kg	4	6.22	0.30	0.00	4	104.32			0.99	103.28	
	Estribos: 18 Und de 6mm" en 6 Elem Simil	kg	6	0.98	0.00	0.00	18	105.84			0.22	23.28	
	Estribos: 19 Und de Ø1/2" en 2 Elem Simil	kg	2	0.98	0.00	0.00	19	37.24			0.22	8.19	
02.04.03	COLUMNAS												
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3											15.93
	C-1	m3	6	0.15	0.75	6.20					4.19		
		m3	6	0.30	0.25	6.20					2.79		
	C-2	m3	4	0.15	0.50	6.20					1.86		
		m3	4	0.30	0.25	6.20					1.86		
	C-3	m3	4	0.35	0.25	6.20					2.17		
		m3	5	0.35	0.25	7.00					3.06		
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2											209.94
	C-1 - En viga VP1												
	Encofrado exterior	m2	4	0.75		3.90	1				11.70		
		m2	4	0.25		3.90	1				3.90		
		m2	4	0.75		2.65	1				7.95		
		m2	4	0.25		2.65	1				2.65		
	Encofrado interior	m2	4	0.25		3.90	2				7.80		
		m2	4	0.25		2.65	2				5.30		
		m2	4	0.30		3.90	2				9.36		
		m2	4	0.30		2.65	2				6.36		
		m2	4	0.15		3.90	2				4.68		
		m2	4	0.15		2.65	2				3.18		
	C-1 - En viga VP2												
	Encofrado exterior	m2	2	0.75		4.00	1				6.00		
		m2	2	0.75		2.65	1				3.98		
		m2	2	0.25		4.00	1				2.00		

	Bastond de refuerzo izq. 4 Ø5/8" ┘	kg	3	1.16	0.35	0.00	4	18.12		1.55	28.09		
	Estribo: 12 Und de Ø3/8" en 3 Elem Simil	kg	3	1.08	0.20	0.00	12	46.08		0.56	25.80		
	VS1 EN ESCALERA				ganch o	empal				kg/m			
	Acero Longitudinal 4 Ø1/2" ┘	kg	2	7.77	0.30	0.00	4	64.56		0.99	63.91		
	Estribo: 56 Und de Ø3/8" en 2 Elem Simil	kg	2	0.68		0.00	56	76.16		0.56	42.65		
	VV4 EN ESCALERA				ganch o	empal				kg/m			
	Acero Longitudinal 4 Ø1/2" ┘	kg	1	3.22	0.30	0.00	4	14.08		0.99	13.94		
	Estribo: 22 Und de Ø3/8" en 2 Elem Simil	kg	1	0.68		0.00	22	14.96		0.56	8.38		
	VS2 (TAMBIEN EN ESCALERA)				ganch o	empal				kg/m			
	Acero Longitudinal 4 Ø1/2" ┘	kg	5	4.98	0.30	0.00	4	105.60		0.99	104.54		
	Estribo: 28 Und de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.68		0.00	28	95.20		0.56	53.31		
Compartidos con la	Primer Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.75		0.00	2	7.50		0.56	4.20		
	Segundo Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.80		0.00	2	8.00		0.56	4.48		
	Tercer Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.86		0.00	2	8.60		0.56	4.82		
	Cuarto Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.92		0.00	2	9.20		0.56	5.15		
	Quinto Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.96		0.00	2	9.60		0.56	5.38		
	Sexto Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	1.00		0.00	2	10.00		0.56	5.60		
	Sexto Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	1.06		0.00	2	10.60		0.56	5.94		
	VS3 (TAMBIEN EN ESCALERA)					ganch o	empal				kg/m		
Acero Longitudinal izq. 4 Ø3/8" ┘	kg	5	3.97	0.20	0.00	4	83.40		0.56	46.70			
Acero Longitudinal der. 4 Ø3/8" ┘	kg	5	4.57	0.20	0.00	4	95.40		0.56	53.42			
Estribo: 37 Und de Ø6mm en 5 Elem Simil.	kg	5	0.58		0.00	37	107.30		0.22	23.61			
VS4					ganch o	empal				kg/m			
Acero Longitudinal 4 Ø3/8" ┘	kg	1	21.54	0.20	0.90	4	90.56		0.56	50.71			
Estribo: 129 Und de Ø6mm en 1 Elem Simil 129	kg	1	0.58		0.00	129	74.82		0.22	16.46			
VCH - 01					ganch o	empal				kg/m			
Acero Longitudinal 4 Ø3/8" ┘	kg	1	16.67	0.20	0.45	4	69.28		0.56	38.80			
Estribo: 96 Und de Ø6mm en 1 Elem Simil	kg	1	0.58		0.00	129	74.82		0.22	16.46			
VB - 1 / EJE X					ganch o	empal				kg/m			
Acero Longitudinal 4 Ø3/8" ┘	kg	2	8.62	0.20	0.00	4	70.56		0.56	39.51			
Estribo: 37 Und. de Ø6mm en 2 Elem Simil	kg	2	0.48		0.00	37	35.52		0.22	7.81			
VB - 1 / EJE Y					ganch o	empal				kg/m			
Acero Longitudinal 4 Ø3/8" ┘	kg	2	21.54	0.20	0.00	4	173.92		0.56	97.40			
Estribo: 129 Und de Ø6mm en 2 Elem Simil 129	kg	2	0.58		0.00	129	149.64		0.22	32.92			
VP8 - PRIMER ENCOFRADO ESCALERA					ganch o	empal				kg/m			
Acero Longitudinal 4 Ø1/2" ┘	kg	2	2.50	0.50	0.00	4	24.00		0.99	23.76			
Bastones de refuerzo 4 Ø3/4" ┘	kg	2	1.00	0.20	0.00	4	9.60		2.24	21.50			
Estribos: 23 Und de Ø3/8" en 2 Elem Simil	kg	2	0.88		0.00	23	40.48		0.56	22.67			
VP8 - ENCOFRADO TECHO INCLINADO ESCALERA					ganch o	empal				kg/m			
Acero Longitudinal 4 Ø1/2" ┘	kg	2	3.98	0.50	0.00	4	35.84		0.99	35.48			
Bastones de refuerzo 4 Ø3/4" ┘	kg	2	1.00	0.20	0.00	4	9.60		2.24	21.50			
Estribos: 23 Und de Ø3/8" en 2 Elem Simil	kg	2	0.88		0.00	23	40.48		0.56	22.67			
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS												
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3											24.37
	LOSA ALIGERADA Y MACIZA PRIMER PISO					Factor h							
	PAÑO 1 / 2 / 3 / 4	m3	8	3.88	2.78	0.0875				7.55			
	PAÑO 5 / 6 / 7 / 8	m3	5	3.88	1.30	0.0875				2.21			
	PAÑO LOSA MACIZA	m3	1	2.80	1.30	0.2000				0.73			
	LOSA TECHO INCLINADO					Factor h							
	PAÑO 1 / 2 / 3 / 4	m3	8	3.88	2.80	0.0875				7.60			
	PAÑO 5	m3	2	2.80	2.80	0.0875				1.37			
	PAÑO 6 / 7 / 8 / 9	m3	4	3.88	1.50	0.0875				2.04			

	PAÑO 10	m3	1	2.80	1.50	0.0875							0.37			
	PAÑO 11 / 12	m3	4	0.76	2.80	0.0875							0.74			
	PAÑO 13 / 14	m3	2	0.76	1.50	0.0875							0.20			
	PAÑO 15 / 16 / 17 / 18	m3	4	3.88	0.90	0.0875							1.22			
	PAÑO 19	m3	1	2.80	0.90	0.0875							0.22			
	PAÑO 20 / 21	m3	2	0.76	0.90	0.0875							0.12			
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2														266.19
	PRIMER ENCOFRADO															
	Paño 1 / 2 / 3 / 4	m2	8	3.88	2.78								86.29			
	Paño de losa en volado	m2	4	3.88	1.30								20.18			
	ENCOFRADO TECHO INCLINADO															
	Paño 1 / 2 / 3 / 4	m2	8	3.88	2.80								86.91			
	Paño de losa en volado	m2	4	3.88	1.56								24.21			
		m2	1	0.76	1.56								1.19			
		m2	2	0.75	2.78								4.17			
		m2	1	0.75	0.90								0.68			
		m2	4	3.88	0.90								13.97			
	Paño de escalera	m2	2	2.80	2.80								15.68			
		m2	1	2.80	1.56								4.37			
		m2	1	0.76	1.56								1.19			
		m2	2	0.75	2.78								4.17			
		m2	1	0.75	0.90								0.68			
		m2	1	2.80	0.90								2.52			
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg														958.72
	Paño 1 / 2 / 3 / 4					ganch	o	empal							kg/m	
	Acero en vigueta 12 Ø12mm	kg	1	16.70	0.20	0.50	12	208.80					0.89	185.83		
	Bastón de Acero en vigueta 12 Ø1/2"	kg	1	1.135	0.10	0.00	12	14.82					0.99	14.67		
	Barra de Acero en vigueta 12 Ø1/2"	kg	1	2.32	0.00	0.00	12	27.84					0.99	27.56		
	Barra de Acero en vigueta 12 Ø1/2"	kg	1	1.74	0.00	0.00	12	20.88					0.99	20.67		
	Barra de Acero en vigueta 12 Ø1/2"	kg	1	2.15	0.00	0.00	12	25.80					0.99	25.54		
	Acero Negativo de temperatura 16 Ø1/4" (también se está considerando)		4	7.80		0.00	16	499.20					0.25	124.80		
	Paño Losa en volado					ganch	o	empal							kg/m	
	Acero en vigueta 3 Ø12mm	kg	1	16.70	0.20	0.50	3	52.20					0.89	46.46		
	Bastón de Acero en vigueta 3 Ø1/2"	kg	1	1.285	0.10	0.00	3	4.16					0.99	4.11		
	Bastón de Acero en vigueta 3 Ø1/2"	kg	1	1.135	0.10	0.00	3	3.71					0.99	3.67		
	Barra de Acero en vigueta 3 Ø1/2"	kg	1	2.19	0.00	0.00	3	6.57					0.99	6.50		
	Barra de Acero en vigueta 3 Ø1/2"	kg	1	1.74	0.00	0.00	3	5.22					0.99	5.17		
	Barra de Acero en vigueta 3 Ø1/2"	kg	1	2.15	0.00	0.00	3	6.45					0.99	6.39		
	Paños en techo inclinado					ganch	o	empal							kg/m	
	Acero en vigueta 17 Ø3/8"	kg	1	21.58	0.20	0.50	17	378.76					0.56	212.11		
	Bastón de Acero en vigueta 17 Ø3/8"	kg	1	1.900	0.10	0.00	17	34.00					0.56	19.04		
	Bastón de Acero en vigueta 17 Ø3/8"	kg	1	1.900	0.10	0.00	17	34.00					0.56	19.04		
	Barra de Acero en vigueta 17 Ø3/8"	kg	1	2.13	0.00	0.00	17	36.21					0.56	20.28		
	Barra de Acero en vigueta 17 Ø3/8"	kg	1	1.79	0.00	0.00	17	30.43					0.56	17.04		
	Barra de Acero en vigueta 17 Ø3/8"	kg	1	2.20	0.00	0.00	17	37.40					0.56	20.94		
	Barra de Acero en vigueta 17 Ø3/8"	kg	1	2.20	0.00	0.00	17	37.40					0.56	20.94		
	Acero Negativo de temperatura 16 Ø1/4" (tambien se esta consid	kg	4	8.10	0.00	0.00	16	518.40					0.25	129.60		
	Acero Negativo de temperatura 14 Ø1/4" (tambien se esta consid	kg	1	8.10	0.00	0.00	14	113.40					0.25	28.35		
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERAD	un d														2432.08
	LOSA ALIGERADA Y MACIZA PRIMER PISO															
	PAÑO 1 / 2 / 3 / 4	un d	8	3.88	2.78								86.29		776.62	

	PAÑO 5 / 6 / 7 / 8	und	5	3.88	1.30						25.2 2		226.98
	LOSA TECHO INCLINADO	und											
	PAÑO 1 / 2 / 3 / 4	und	8	3.88	2.80						86.9 1		782.21
	PAÑO 5	und	2	2.80	2.80						15.6 8		141.12
	PAÑO 6 / 7 / 8 / 9	und	4	3.88	1.50						23.2 8		209.52
	PAÑO 10	und	1	2.80	1.50						4.20		37.80
	PAÑO 11 / 12	und	4	0.76	2.80						8.51		76.61
	PAÑO 13 / 14	und	2	0.76	1.50						2.28		20.52
	PAÑO 15 / 16 / 17 / 18	und	4	3.88	0.90						13.9 7		125.71
	PAÑO 19	und	1	2.80	0.90						2.52		22.68
	PAÑO 20 / 21	und	2	0.76	0.90						1.37		12.31
02.04.06	ESCALERAS												
02.04.06.01	CONCRETO EN ESCALERAS F'C=210 KG/CM2	m3											4.66
	TRAMO 1												
	GARGANTA	m3	1	4.10	1.50	0.15					0.92		
	DESCANSO	m3	1	2.15	1.50	0.15					0.48		
	PELDAÑOS	m3	12	0.30	1.50	0.16					0.43		
	CIMIENTO	m3	1	0.65	1.50	1.20					1.17		
		m3	1	0.20	1.50	0.10					0.02		
	TRAMO 1												
	GARGANTA	m3	1	2.38	1.50	0.15					0.54		
	DESCANSO 1	m3	1	2.15	1.50	0.15					0.48		
	DESCANSO 2	m3	1	1.80	1.50	0.15					0.41		
	PELDAÑOS	m3	6	0.30	1.50	0.16					0.22		
02.04.06.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2											27.68
	TRAMO 1												
	GARGANTA - ENCOFRADO LATERAL	m2	1	4.10		0.30	2				2.46		
	GARGANTA - ENCOFRADO INFERIOR	m2	1	4.10	1.50		1				6.15		
	PELDAÑOS	m2	1	0.00	1.50	0.16	13				3.12		
	DESCANSO 1 - ENCOFRADO LATERAL	m2	1	1.80		0.15	1				0.27		
	DESCANSO 1 - ENCOFRADO INFERIOR	m2	1	1.80	1.50		1				2.70		
	TRAMO 2												
	DESCANSO 1 - ENCOFRADO LATERAL	m2	1	2.20		0.15	1				0.33		
	DESCANSO 1 - ENCOFRADO INFERIOR	m2	1	2.20	1.50		1				3.30		
	GARGANTA - ENCOFRADO LATERAL	m2	1	2.40		0.30	2				1.44		
	GARGANTA - ENCOFRADO INFERIOR	m2	1	2.40	1.50		1				3.60		
	PELDAÑOS	m2	1	0.00	1.50	0.16	7				1.68		
	DESCANSO 2 - ENCOFRADO LATERAL	m2	1	1.46		0.15	2				0.44		
	DESCANSO 2 - ENCOFRADO INFERIOR	m2	1	1.46	1.50		1				2.19		
02.04.06.03	ACERO EN ESCALERAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg											425.16
	TRAMO 1					ganch	empal				kg/m		
	Acero longitudinal negativo 5 Ø1/2"	kg	1	7.30	0.27	0.00	5	37.85			0.99	37.47	
	Acero longitudinal positivo descanso 11 Ø5/8"	kg	1	2.26	0.21	0.00	11	27.17			1.55	42.11	
	Acero longitudinal positivo garganta 11 Ø5/8"	kg	1	5.70	0.27	0.00	11	65.67			1.55	101.7 9	
	Acero de temperatura descanso 16 Ø3/8"	kg	1	1.48		0.00	16	23.68			0.56	13.26	
	Acero de temperatura garganta 35 Ø3/8"	kg	1	1.46		0.00	35	51.10			0.56	28.62	
	TRAMO 2					ganch	empal				kg/m		
	Acero longitudinal positivo garganta y descanso 1 - 11 Ø5/8"	kg	1	5.02	0.21	0.00	11	57.53			1.55	89.17	
	Acero longitudinal positivo descanso 2 - 11 Ø5/8"	kg	1	1.91	0.21	0.00	11	23.32			1.55	36.15	
	Acero longitudinal negativo descanso 1 - 5 Ø1/2"	kg	1	2.60	0.21	0.00	5	14.05			0.99	13.91	
	Acero longitudinal positivo garganta y descanso 2 - 5 Ø1/2"	kg	1	4.32	0.21	0.00	5	22.65			0.99	22.42	
	Acero de temperatura descanso 1 - 18 Ø3/8"	kg	1	1.48		0.00	18	26.64			0.56	14.92	
	Acero de temperatura garganta y descanso 2 - 31 Ø3/8"	kg	1	1.46		0.00	31	45.26			0.56	25.35	
02.05	OBRAS DE ALBAÑINERIA												
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE H												

VIII. PRESUPUESTO DISEÑO CONCRETO ARMADO

Después de calcular los Metrados de materiales para la estructura del Bloque H, se procedió a realizar los cálculos de los costos unitarios para cada partida considerada en el metrado, luego se calcula el presupuesto por medio del programa **S10 Costos y Presupuestos**. En los **ANEXOS E** se puede observar el Presupuesto completo para el Bloque H, y de igual manera para los demás Bloques del Colegio.

Luego se calcula el presupuesto total del proyecto para material de concreto armado como se puede observar a continuación:

Table 35 Resumen de Presupuesto de Concreto Armado

	PRESUPUESTO
BLOQUE A	S/48,449.38
BLOQUE B	S/88,101.91
BLOQUE C	S/62,549.69
BLOQUE D	S/75,328.08
BLOQUE E	S/35,236.18
BLOQUE F	S/218,932.96
BLOQUE G	S/110,288.26
BLOQUE H	S/178,911.28
BLOQUE I	S/35,238.51
BLOQUE J	S/275,922.53
COSTO TOTAL PROYECTO	S/1,128,958.78

Fuente: Elaboración Propia

El costo total del proyecto es de **1,128,958.78** nuevos soles para material estructural de Concreto Armado, en el siguiente capítulo se realizará el análisis, diseño y presupuesto de Acero estructural, para finalmente realizar la comparación entre ambos presupuestos.

CAPITULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO EN ACERO

I. ARQUITECTURA

Para la Arquitectura, debido a que se trata del mismo proyecto, se usaran los mismos planos arquitectónicos para el diseño de concreto armado.

II. ESTRUCTURACIÓN

El edificio en estudio se ha estructurado principalmente como un sistema estructural concéntricamente arriostrado, cada perfil ubicado de manera simétrica en el área del edificio, que van desde la cimentación hasta el tímpano. Para reducir problemas en la estructura asociados a los asentamientos de la cimentación o a los cambios de temperatura se ha optado por dividir la edificación en Bloques (A, B, C, D, E, F, G, H, I, J). Lo que además mejorará el desempeño de la edificación frente a la acción de los sismos y permitirá adecuar el nivel de cimentación con el perfil de la arquitectura

LOSAS CON PLACA COLABORANTE:

Para el diseño de Acero, las losas se conformarán por medio de un sistema mixto, el cual está compuesto por una Placa Colaborante, mejor conocida como Acero Deck, la cual funcionará como encofrado del sistema, y estará conectada por medio de conectores a las vigas de acero perpendiculares a la dirección de la placa. Esta losa también estará compuesta por el material de concreto y una malla de acero ubicada en la zona superior de la losa.

VIGAS Y COLUMNAS:

Para las columnas y vigas, se eligieron perfiles de Acero H, los cuales en las tablas para estos perfiles de Acero se conocen como “WAXB”. Donde A es el peralte del perfil y B el peso del perfil por unidad de longitud. Se dispondrá de vigas con un mayor peralte en las luces con mayor longitud, y de menor peralte para luces con menor longitud como.

ARRIOSTRES:

Para el reemplazo donde se ubicaban los muros de albañilería confinada en el diseño de concreto armado, se colocaron arriostres concéntricos en V invertidas como perfiles tubulares, estos tendrán como finalidad proporcionarle a la estructura rigidez lateral, y llevarse un porcentaje de fuerza sísmica.

CONEXIONES:

Para el diseño de Acero, el proceso más importante son las conexiones, estas como dice su propio nombre sirven para unir los perfiles de Acero entre ellos. El tipo de conexiones son muy variadas, desde conexiones de momento hasta conexiones a corte, para la estructuración de nuestro proyecto se estableció que las conexiones sean de Tipo simple a corte, tanto para unión de viga – viga y para viga – columna. Estas conexiones están compuestas por platinas soldadas a la cara de un elemento y atornilladas a la cara del otro, tal como se puede apreciar en los detalles de los planos.

Para las conexiones también entra el tipo de conexión de las columnas al cimiento de la estructura, el cual se compone por una placa base soldada a la columna y atornillada por medio de barras de anclaje a un pedestal de concreto. Por otro lado, la conexión de los arriostres se realizarán por medio de Gusset Plates, las cuales estarán soldados a cada perfil estructural (vigas, columnas y arriostre) que compongan la conexión. De esta forma por medio de las conexiones las fuerzas pueden ser distribuidas de un elemento a otro, para que el sistema funcione correctamente, así como sucede para el diseño de concreto armado.

III. METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas, se usarán los cálculos realizados en el capítulo de ANALISIS Y DISEÑO DE CONCRETO ARMADO.

IV. ANÁLISIS SÍSMICO

PROCEDIMIENTO DEL ANALISIS:

Para el análisis sísmico, tomaremos de Ejemplo el modelamiento y análisis del Bloque F (Modulo de dos pisos) realizado en el programa ETABS. Se definió un modelo estructural de Pórticos especiales Concéntricamente arriostrados (SCBF) para ambos ejes de la edificación.

Por lo tanto se siguieron los siguientes pasos:

Modelamiento del edificio:

- Se definieron la ubicación (ejes) de los pórticos a modelar en el edificio.
- Se definieron las propiedades del material de acero A992 grado 50, con una resistencia a la fluencia de (F_y) de 50 ksi. Un módulo de Elasticidad (E_c) de 29000 ksi, un módulo de poisson (ν) de 0.3.

Figure 78 Propiedades del Concreto – ETABS

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in the ETABS software. The dialog is titled 'Material Property Data' and contains several sections: 'General Data' with fields for Material Name (A992Fy50), Material Type (Steel), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (yellow), and Material Notes; 'Material Weight and Mass' with radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', and input fields for Weight per Unit Volume (0.000284 kip/in³) and Mass per Unit Volume (0.000001 kip-s²/in⁴); 'Mechanical Property Data' with input fields for Modulus of Elasticity, E (29000 kip/in²), Poisson's Ratio, U (0.3), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000117 1/C), and Shear Modulus, G (11153.846 kip/in²); 'Design Property Data' with a button 'Modify/Show Material Property Design Data...'; and 'Advanced Material Property Data' with buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

FUENTE: Programa ETABS

Se definieron las propiedades del material de concreto con una resistencia a la compresión (F_c) de 210 kg/cm² (3ksi). Un módulo de Elasticidad (E_c) de 2173706.5 kg/cm², un módulo de poisson (ν) de 0.2.

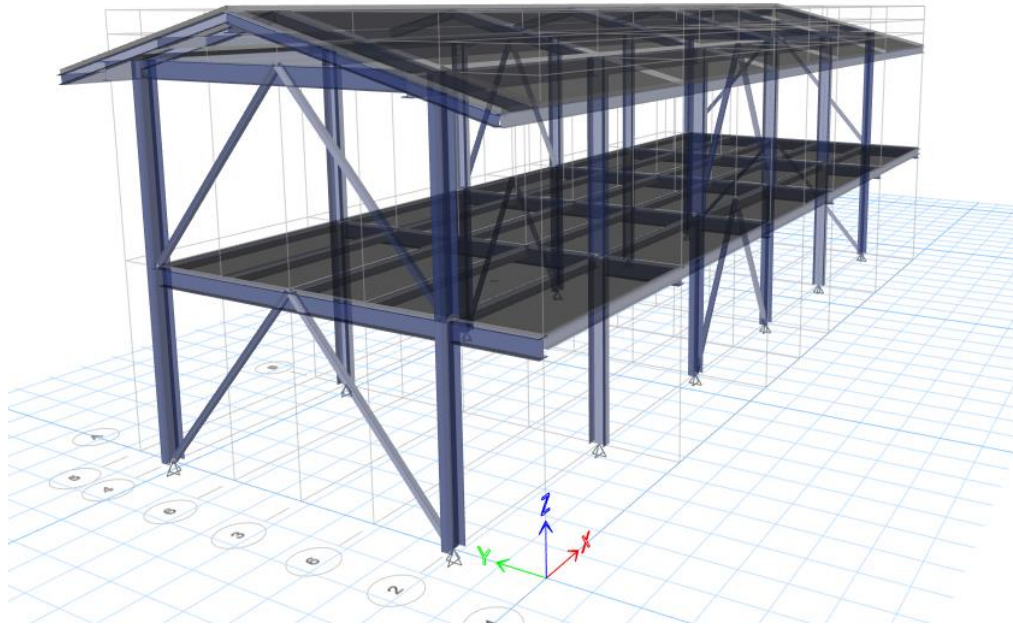
Figure 79 Propiedades del Acero de refuerzo – ETABS

Section	Property	Value	Units
General Data	Material Name	CONC210	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color		
	Material Notes		
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
Material Weight and Mass	Weight per Unit Volume	2400	kgf/m ³
	Mass per Unit Volume	244.732	kgf·s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	2173706512	kgf/m ²
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.000099	1/C
	Shear Modulus, G	905711046.64	kgf/m ²
Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...		
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data...		
	Material Damping Properties...		
	Time Dependent Properties...		

FUENTE: Programa ETABS

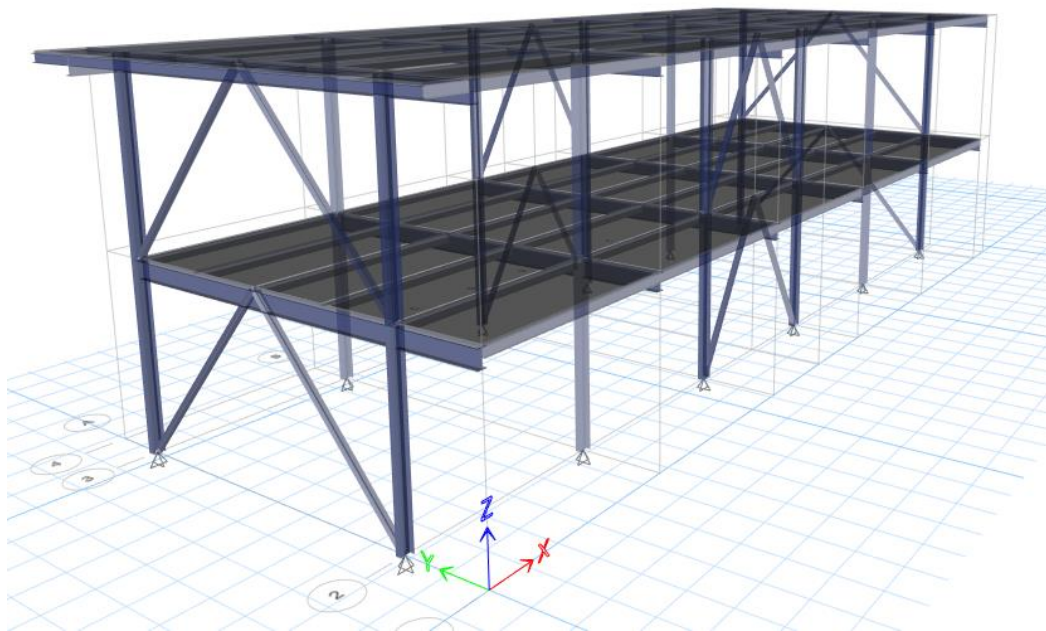
- Se definieron en el programa las secciones de los elementos estructurales, las columnas, vigas, mediante perfiles W, losa con placa colaborante (elemento deck), arriostres concéntricos como perfiles tubulares HSS.
- Definido lo dicho anteriormente, se procedió al armado de los pórticos. La cimentación se modeló como apoyos articulados a diferencia del modelamiento en concreto.
Muy contrario al modelamiento en concreto, las estructuras de acero o metálicas, se unen mediante conexiones, por lo que se asignó conexiones a momento en los ejes de las vigas principales y conexiones articuladas (simples) en el caso de vigas secundarias.
- Para el modelamiento de la edificación con Acero estructural, se realizaron dos modelos, los cuales se analizaron y se compararon, uno con techo inclinado y otro no inclinado.

Figure 80 Modelo Techo inclinado Bloque F – ETABS



FUENTE: Programa ETABS

Figure 81 Modelo Techo no inclinado Bloque F – ETABS



FUENTE: Programa ETABS

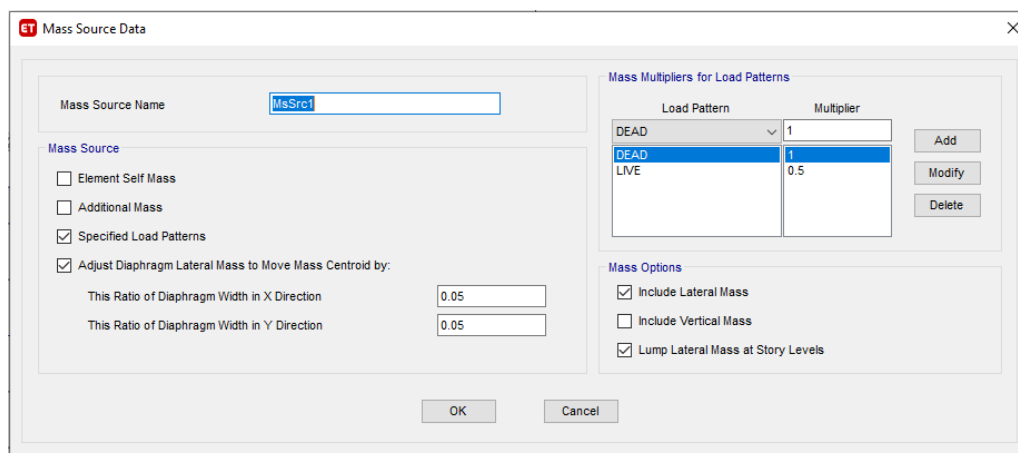
- Se asignaron las Cargas Muertas y vivas a los elementos estructurales de la edificación. Para efectos sísmicos, se le asignó al peso sísmico de la edificación un 50% de la carga viva actuante al ser una Edificación de Categoría A (Capítulo 4.3 Norma E030).

El objetivo de realizar dos modelos, es el siguiente, a diferencia del modelamiento en concreto por el programa SAP 2000, el programa ETABS, no considerara en el análisis al techo inclinado como un diafragma rígido, por más que la inclinación sea pequeña. Por lo que se decidió trabajar dos modelos, los cuales se compararan mediante las derivas para determinar si los resultados son relevantes, de no ser así, se procederá a trabajar con el modelo con techo no inclinado, con la finalidad de facilitar el diseño de los elementos estructurales, y las conexiones.

- Siguiendo con los pasos del modelamiento, se asignaron las Cargas Muertas y vivas a los elementos estructurales de la edificación. Para efectos sísmicos, se le asignó al peso sísmico de la edificación un 50% de la carga viva actuante al ser una Edificación de Categoría A (Capítulo 4.3 Norma E030).

Tomar en cuenta que la carga viva de techo, para el modelo con techo inclinado, es de 50kg/cm², lo mínimo que establece la norma peruana E-020, por la inclinación que esta tiene. A diferencia del modelo sin inclinación, el cual se le asignó una carga viva de techo de 100 kg/cm².

Figure 82 Peso sísmico – ETABS



FUENTE: Programa ETABS

Análisis Sísmico – Estático:

- Determinamos la Fuerza Cortante en la Base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, esta se determina por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z U C S}{R} * P$$

Donde:

Z = Factor de Zona.

U = Factor de Uso.

C = Factor de Amplificación Sísmica.

S = Factor de Tipo de Suelo.

R = Coeficiente de Reducción.

P = Peso Sísmico de la Edificación.

Los valores son los mismos explicados a detalle en el análisis sísmico para el diseño de concreto armado.

COEFICIENTE DE REDUCCION (R):

A diferencia del análisis de concreto armado, en el siguiente para ambas direcciones X / Y, se utilizó el mismo coeficiente de reducción $R = 7$, esto porque ambos ejes del sistema son de Pórticos especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF).

Para el Cálculo de la Cortante en la Base se reemplazaron los valores de la siguiente manera:

Dirección en X / Y

Sistema Estructural de Pórticos con un $R = 8$

Cálculo del Periodo (T): $T = hn/CT = 7/45 = 0.16s$

Si $T < T_p$ entonces **C=2.5**

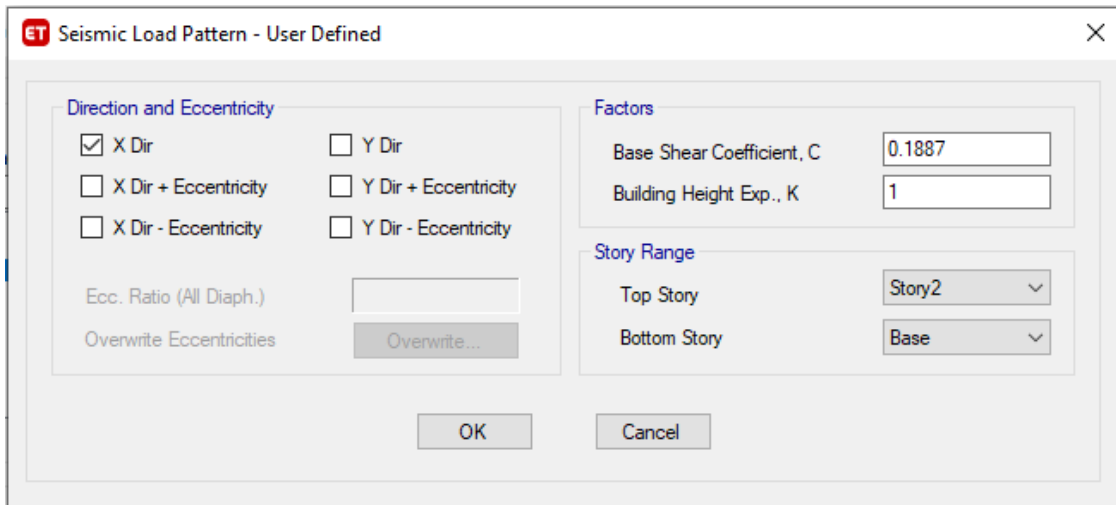
$ZUCS/R = (0.35 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.15) / 8 = 0.1887.W$

Donde W es el peso de la estructura el cual el programa lo calcula automáticamente, al ingresar el valor en la **Figura 82**.

En el capítulo 4.5.3 nos especifica la norma que para un T mayor o igual a 0.5 segundos, se usara un $k=1$.

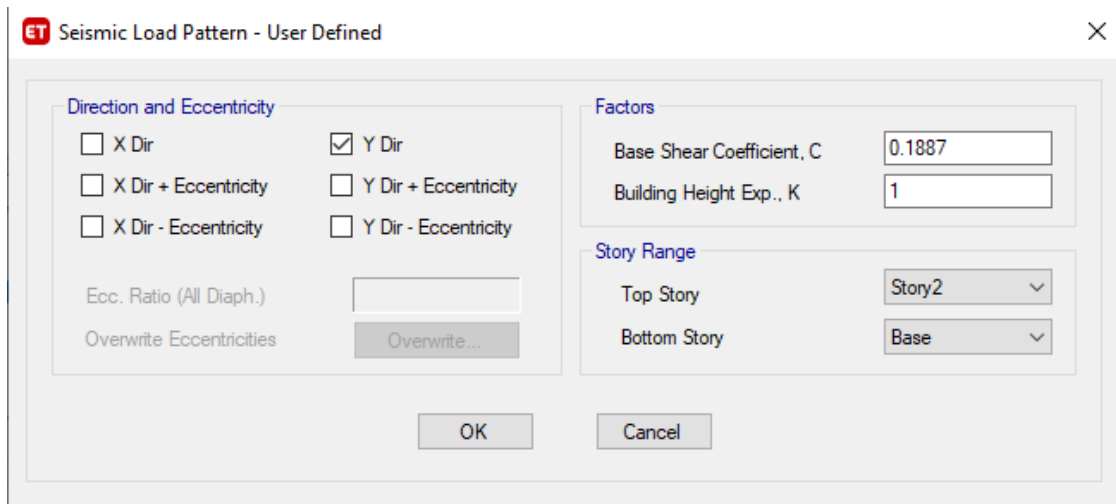
Se procede a crear un Load Pattern en el programa SAP 2000, para el Sismo en la Dirección “X” y para la Dirección “Y”.

Figure 83 Patrón de Carga para el Sismo en X – ETABS



FUENTE: Programa ETABS

Figure 84 Patrón de Carga para el Sismo en Y – ETABS



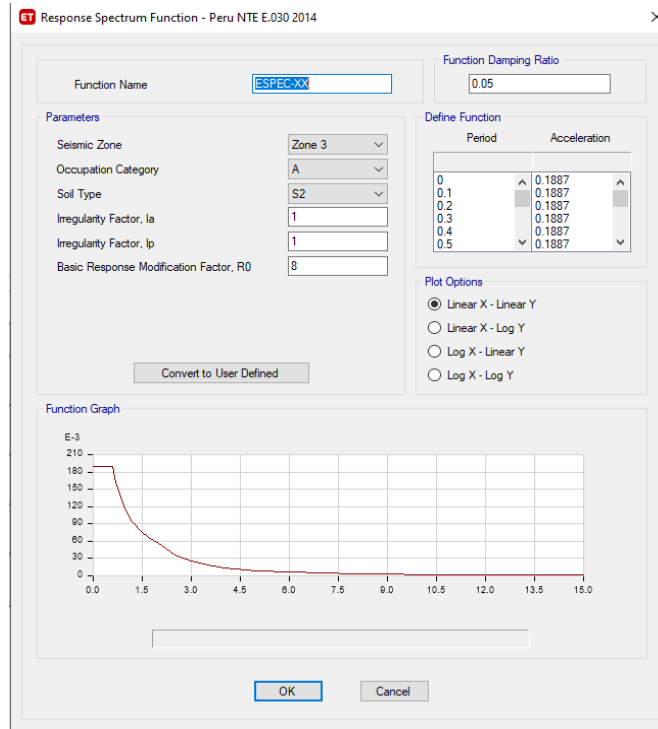
FUENTE: Programa ETABS

Análisis Sísmico – Dinámico:

- Se le asignó al programa un espectro de aceleración (Response Spectrum) para cada dirección “X”, “Y”, mediante la siguiente formula, cuyos componentes ya fueron definidos en el Análisis sísmico – estático:

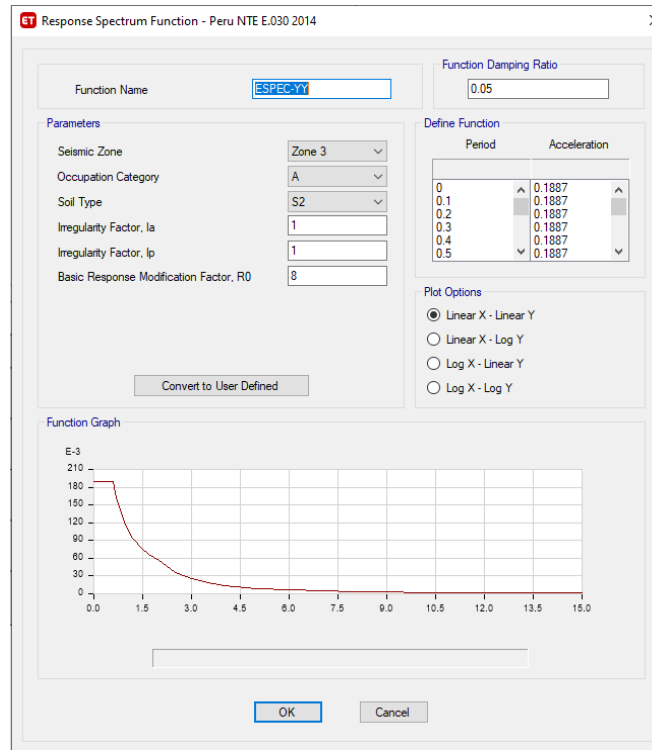
$$S_a = (ZUCS/R) * g, \text{ donde } g \text{ es gravedad.}$$

Figure 85 Espectro de Pseudoaceleracion Dirección X – ETABS



FUENTE: Programa ETABS

Figure 86 Espectro de Pseudoaceleracion Dirección Y – ETABS



FUENTE: Programa ETABS

Luego de ingresarse los Espectros como función en el Programa, se crearon unos casos de carga para ambas direcciones. Donde se le asignara el tipo de caso de carga como “Response Spectrum”.

Figure 87 Caso de Carga para el sismo en la Dirección X – ETABS

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: BIN-X
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPEC-XX	9.8067
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: []
 - Rigid Frequency, f2: []
 - Periodic + Rigid Type: []
 - Earthquake Duration, td: []
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

FUENTE: Programa ETABS

Figure 88 Caso de Carga para el sismo en la Dirección Y – ETABS

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: BIN-YY
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPEC-YY	9.8067
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: []
 - Rigid Frequency, f2: []
 - Periodic + Rigid Type: []
 - Earthquake Duration, td: []
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

FUENTE: Programa ETABS

Comprobación de las derivas entre pisos:

La Norma de Sismo resistente E030, en su capítulo 5.2 “Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles”, nos dice que los máximos desplazamientos relativos entre piso para un material de acero estructural son de 0.01. Por lo tanto, se extrajeron los resultados del análisis del Bloque F para ambos modelos realizados. Estos datos fueron pasados a una hoja de cálculo de Excel para realizar un cuadro comparativo que nos permita visualizar las diferencias de los drifts para ambos modelos.

Table 36 Derivas del Bloque F con techo no inclinado en la Dirección X / Y

BLOQUE F NO INCLINADO					
Story	Output Case	-	Step Type	Direction	Drift
Story2	Inel Drift - X	Combination	Max	X	0.004203
Story2	Inel Drift - X	Combination	Min	X	0.004203
Story2	Inel Drift - Y	Combination	Max	Y	0.00261
Story2	Inel Drift - Y	Combination	Min	Y	0.00261
Story1	Inel Drift - X	Combination	Max	X	0.005946
Story1	Inel Drift - X	Combination	Min	X	0.005946
Story1	Inel Drift - Y	Combination	Max	Y	0.005057
Story1	Inel Drift - Y	Combination	Min	Y	0.005057

Fuente: Elaboración Propia

Table 37 Derivas con techo inclinado en la Dirección X / Y

BLOQUE F INCLINADO					
Story	Output Case	-	Step Type	Direction	Drift
Story2	Inel Drift - X	Combination	Max	X	0.003235
Story2	Inel Drift - X	Combination	Min	X	0.003235
Story2	Inel Drift - Y	Combination	Max	Y	0.002356
Story2	Inel Drift - Y	Combination	Min	Y	0.002356
Story1	Inel Drift - X	Combination	Max	X	0.005722
Story1	Inel Drift - X	Combination	Min	X	0.005722
Story1	Inel Drift - Y	Combination	Max	Y	0.00478
Story1	Inel Drift - Y	Combination	Min	Y	0.00478

Fuente: Elaboración Propia

Table 38 Cuadro comparativo de derivas

RESUMEN						
Story	Output Case	Step Type	Direction	BLOQUE F		Δ
				NO INCL	INCL	
Story2	Inel Drift - X	Max	X	0.004203	0.003235	0.000968
Story2	Inel Drift - X	Min	X	0.004203	0.003235	0.000968
Story2	Inel Drift - Y	Max	Y	0.00261	0.002356	0.000254
Story2	Inel Drift - Y	Min	Y	0.00261	0.002356	0.000254
Story1	Inel Drift - X	Max	X	0.005946	0.005722	0.000224
Story1	Inel Drift - X	Min	X	0.005946	0.005722	0.000224
Story1	Inel Drift - Y	Max	Y	0.005057	0.00478	0.000277
Story1	Inel Drift - Y	Min	Y	0.005057	0.00478	0.000277

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar, las derivas cumplen con los parámetros establecidos por la Norma E030 para ambos casos, la diferencia para ambos modelos es mínima, por lo que como dicho anteriormente, procedemos a trabajar con el modelo de techo no inclinado para el diseño de los elementos estructurales de acero.

V. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

COLUMNAS:

Para el caso de estructuras de acero, como ya se mencionó previamente, se trabaja con perfiles de acero, perfiles T, W, C.

Para nuestro modelo se seleccionaron perfiles W de un acero ASTM A992 de grado 50, estos perfiles de acero al ser más livianos sufrirán deformaciones de pandeo local en sus caras transversales del perfil.

Por lo que el diseño de estas columnas será para pandeo flexionante, y por flexo – torsión.

El perfil elegido en el modelamiento en ETABS fue de W12X50, este perfil será evaluado en el diseño si su resistencia al pandeo flexionante y flexo – torsión es mayor

a la carga axial que soportara. De no cumplir se realizará un proceso iterativo hasta encontrar el perfil adecuado, que cumpla y que no esté sobredimensionado.

EJEMPLO DISEÑO DE COLUMNA DE ACERO POR FLEJO – COMPRESION:

El diseño por flejo – compresión para una columna de acero, se da siempre y cuando el elemento sufra los efectos de una Carga axial a compresión y momento flector.

Primero verificar si la resistencia a la carga axial del perfil seleccionado es superior a la carga que soportara.

Las características geométricas de este perfil son las siguientes:

Table 39 Características geométricas Perfil W12X50 – ETABS

Designación <i>d</i> x peso		Peralte	Alma	Patin		Distancia			Gramil		Sujetadores			
		<i>d</i>	<i>t_w</i>	<i>b_f</i>	<i>t_f</i>	<i>T</i>	<i>k</i>	<i>k₁</i>	<i>g</i>	<i>g₁</i>	Diametro máximo en patin			
mm* x kg/m	in x lb./ft.	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	in.	
305	x 21.10	12	x 14	303	5	101	5.7	268	17	13	60	65	12.7	0.5
	x 23.90		x 16	305	5.6	101	6.7	266	19	13	60	65	12.7	0.5
	x 28.20		x 19	309	6	102	8.9	268	21	13	60	70	12.7	1/2
	x 32.80		x 22	313	6.6	102	10.8	268	22	13	60	70	12.7	1/2
305	x 38.70	12	x 26	310	5.8	165	9.7	266	22	13	90	70	25.4	1
	x 44.50		x 30	313	6.6	166	11.2	266	24	13	90	70	25.4	1
	x 52.20		x 35	318	7.6	167	13.2	267	25	14	90	70	28.6	1.125
305	x 59.80	12	x 40	303	7.5	203	13.1	240	32	19	140	80	22.2	0.875
	x 66.90		x 45	306	8.5	204	14.6	243	32	21	140	80	25.4	1
	x 74.40		x 50	310	9.4	205	16.3	240	35	21	140	80	25.4	1

Fuente: Elaboración Propia

Table 40 Características geométricas Perfil W12X50 – ETABS

Peso	Area	Criterio de sección compacta				<i>r_T</i>	<i>d/A_f</i>	Eje X-X			Eje Y-Y			Constante de torsión	Módulo de sección plástico	
		<i>b_f/2t_f</i>	<i>F_y'</i>	<i>d/t_w</i>	<i>F_y'''</i>			<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>		<i>J</i>	<i>Z_x</i>
kg/m	cm ²		kg/cm ²		kg/cm ²	cm	cm ⁻¹	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³
21.1	26.8	8.8	3818	59.6	1307	2.4	0.25	3688	244	11.7	98	20	1.9	2.9	285	31
23.9	30.4	7.5	-	54.5	1564	2.4	4.26	4287	280	11.9	117	23	2	4.2	329	37
28.2	3509.0	5.7	-	51.7	1737	2.5	2.42	5411	349	12.2	157	31	2.1	7.5	405	49
32.8	41.8	4.7	-	47.3	2076	2.6	2.83	6493	416	12.5	194	38	2.2	12	480	60
38.7	49.4	8.5	4073	53.1	1647	4.4	1.95	8491	547	13.1	720	88	3.8	12.5	610	134
44.5	56.7	7.4	-	47.5	2058	4.4	1.69	9906	633	13.2	845	102	3.9	19.1	706	157
52.2	66.5	6.3	-	41.7	2671	4.4	1.44	11863	747	13.3	1020	122	3.9	30.8	839	188
59.8	76.1	7.8	4920	40.5	2831	5.4	1.14	12903	850	13	1836	180	4.9	39.5	942	275
66.9	85.2	7	6062	36	3583	5.5	1.03	14568	952	13.1	2081	203	4.9	54.5	1060	311
74.4	94.8	6.3	7460	32.9	4290	5.5	0.93	16400	1060	13.2	2343	228	5	74.1	1186	351

Fuente: Elaboración Propia

El siguiente diseño se realizará siguiendo lo estipulado por la **Norma AISC 360-10** en su **CAPITULO E - Diseño de Miembros a Compresión (Marco Teórico)**.

PANDEO FLEXIONANTE:

$P_u := 176.32 \text{ kip}$ Para un Perfil **W12X50**

Calculamos la relación de esbeltez de la columna:

$$K := 0.80 \quad L := 169.3 \text{ in} \quad r_y := 1.97 \text{ in}$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = 68.751$$

Si la relación de esbeltez es menor igual a: $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$E := 29000 \text{ ksi} \quad F_y := 50 \text{ ksi}$$

$$\text{Entonces: } \frac{K \cdot L}{r_y} = 68.751 \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.432$$

Se usará la siguiente fórmula para el cálculo del esfuerzo critico de pandeo:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

Antes calculamos F_e :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$\pi := 3.14$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y} \right)^2} = 60.492 \text{ ksi} \quad F_{cr} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) \cdot F_y = 35.377 \text{ ksi}$$

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Área trib. del perfil } A_g := 14.69 \text{ in}^2$$

$$P_R := \phi_b \cdot A_g \cdot F_{cr} = 467.721 \text{ kip}$$

PANDEO FLEXO - TORSION:

Dimensiones del perfil: $t_f := 0.64 \text{ in}$ $h := 12.2 \text{ in}$ $b := 8.07 \text{ in}$

$$C_w := \frac{t_f \cdot h^2 \cdot b^3}{24} = (2.086 \cdot 10^3) \text{ in}^6 \quad J := 1.78 \text{ in}^4 \quad I_x := 394 \text{ in}^4 \quad I_y := 56.3 \text{ in}^4$$

$$G := 11200 \text{ ksi}$$

$$F_e := \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K \cdot L)^2} + G \cdot J \right) \cdot \frac{1}{I_x + I_y} = 116.478 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 41.777 \text{ ksi}$$

$$P_R := \phi_b \cdot A_g \cdot F_{cr} = 552.338 \text{ kip}$$

Se puede observar que Cumple tanto por Pandeo flexionante y flexo - torsión, sin embargo, se puede observar que estaría sobredimensionado, por lo tanto, pasamos a elegir otro perfil W, que se acerque más a la carga axial ultima (Pu):

Se realizará una segunda iteración, recalculando el Área Bruta, usando los datos previos, como la razón de esbeltez, para de esa forma llegar al nuevo perfil que queremos:

Sabemos que:

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = 68.751 \quad F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y} \right)^2} = 60.492 \text{ ksi} \quad F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 35.377 \text{ ksi}$$

$$A_g := \frac{P_u}{\phi_b \cdot F_{cr}} = \frac{176.32}{0.9 \cdot 35.377} = 5.538 \text{ in}^2$$

Los siguientes perfiles son los más cercanos al Área calculada previamente, se procederá a escoger uno de los 3:

W8X18 con un área de 33.9 cm² - 5.25 in²

W6X20 con un área de 37.9 cm² - 5.87 in²

W8X21 con un área de 39.7 cm² - 6.15 in²

Se procede a elegir un perfil de los anteriores 3, de preferencia el perfil con el área más alta, por ende, se escogió el **perfil W8X21** para la siguiente iteración:

PANDEO FLEXIONANTE:

$P_u := 176.32 \text{ kip}$ Para un Perfil **W8X21**

Calculamos la relación de esbeltez de la columna:

$K := 0.8 \quad L := 169.3 \text{ in} \quad r_y := 1.38 \text{ in}$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = 98.145$$

Entonces: $\frac{K \cdot L}{r_y} = 98.145 \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.432$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = 29.684 \text{ ksi} \quad F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 24.705 \text{ ksi}$$

$\phi_b := 0.9$ Área trib. del perfil $A_g := 6.15 \text{ in}^2$

$P_R := \phi_b \cdot A_g \cdot F_{cr} = 136.743 \text{ kip}$

PANDEO FLEXO - TORSION:

Dimensiones del perfil: $t_f := 0.40 \text{ in} \quad h := 8.27 \text{ in} \quad b := 5.27 \text{ in}$

$$C_w := \frac{t_f \cdot h^2 \cdot b^3}{24} = 166.837 \text{ in}^6 \quad J := 0.28 \text{ in}^4 \quad I_x := 75.29 \text{ in}^4 \quad I_y := 9.78 \text{ in}^4$$

$G := 11200 \text{ ksi}$

$$F_e := \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K \cdot L)^2} + G \cdot J \right) \cdot \frac{1}{I_x + I_y} = 67.433 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 36.66 \text{ ksi}$$

$$P_R := \phi_b \cdot A_g \cdot F_{cr} = 202.911 \text{ kip}$$

Se puede comprobar que la carga axial resistente cumple para pandeo flexo torsional, mas no para pandeo flexionante. Por lo que se procederá a realizar una segunda iteración.

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = 98.145 \quad F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = 29.684 \text{ ksi} \quad F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 24.705 \text{ ksi}$$

$$A_g := \frac{P_u}{\phi_b \cdot F_{cr}} = \frac{176.32}{0.9 \cdot 24.71} = 7.928 \text{ in}^2$$

Escogemos trabajar con el siguiente perfil:

W8X28 con un área de 53.2 cm² - 8.24 in²

PANDEO FLEXIONANTE:

$P_u := 176.32 \text{ kip}$ Para un Perfil **W8X28**

Calculamos la relación de esbeltez de la columna:

$$K := 0.8 \quad L := 169.3 \text{ in} \quad r_y := 1.61 \text{ in}$$

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = 84.124$$

$$\text{Entonces: } \frac{K \cdot L}{r_y} = 84.124 \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.432$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = 40.403 \text{ ksi} \quad F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 29.787 \text{ ksi}$$

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Área trib. del perfil } A_g := 8.24 \text{ in}^2$$

$$P_R := \varphi_b \cdot A_g \cdot F_{cr} = 220.897 \text{ kip}$$

PANDEO FLEXO - TORSION:

Dimensiones del perfil: $t_f := 0.46 \text{ in}$ $h := 8.07 \text{ in}$ $b := 6.53 \text{ in}$

$$C_w := \frac{t_f \cdot h^2 \cdot b^3}{24} = 347.563 \text{ in}^6 \quad J := 0.54 \text{ in}^4 \quad I_x := 98 \text{ in}^4 \quad I_y := 21.69 \text{ in}^4$$

$$G := 11200 \text{ ksi}$$

$$F_e := \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K \cdot L)^2} + G \cdot J \right) \cdot \frac{1}{I_x + I_y} = 95.793 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 40.188 \text{ ksi}$$

$$P_R := \varphi_b \cdot A_g \cdot F_{cr} = 298.031 \text{ kip}$$

Teniendo al perfil definido como **W8X28**, por lo que se trabajara el siguiente paso con los datos del siguiente perfil.

DISEÑO POR FLEJO-COMPRESION DEL PERFIL:

Para el Perfil **W8X28** tenemos los siguientes datos extraídos del Etabs:

$$P_u := 176.32 \text{ kip} \quad M_u := 230.7 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

CALCULO DE LA ESBELTEZ LOCAL:

Clasificación del Perfil Estructural:

En el siguiente paso se procederá a comprobar si el siguiente perfil cumple con los parámetros de ser un perfil compacto, ver en **tabla 2**, al cumplir en ambos parámetros tanto para ala (patín) y alma.

$$b_f := 6.53 \text{ in} \quad t_f := 0.46 \text{ in} \quad E := 29000 \text{ ksi} \quad F_y := 50 \text{ ksi}$$

$$\lambda_{\text{patin}} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7.098 < \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.152$$

$$h := 8 \text{ in} \quad t_w := 0.28 \text{ in} \quad d := h = 8 \text{ in}$$

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{h}{t_w} = 28.571 < \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.553$$

Por lo tanto, al ser el perfil W8X28 compacto, solo se podrá presentar Pandeo Lateral Torsionante (PLT):

PANDEO LATERAL TORSIONANTE:

$$r_y := 1.61 \text{ in} \quad h_o := 8 \text{ in} \quad S_x := 24.29 \text{ in}^3 \quad J_1 := 0.54 \text{ in}^4 \quad L_o := 248.03 \text{ in}$$

$$c := 1$$

$$* L_P := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 68.242 \text{ in}$$

$$r_{ts} := \frac{b_f}{\sqrt{12 \cdot \left(1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{h \cdot t_w}{b_f \cdot t_f}\right)}} = 1.778 \text{ in}$$

$$* L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_1 \cdot c}{S_x \cdot h_o}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E} \cdot \frac{S_x \cdot h_o}{J_1 \cdot c} \right)^2}} = 239.817 \text{ in}$$

$$* L_b := \frac{L_o}{5} = 49.606 \text{ in}$$

Cuando: L_b es menor a L_p , entonces:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad Z_x := 27.22 \text{ in}^3$$

$$M_n := F_y \cdot Z_x = (1.361 \cdot 10^3) \text{ (kip} \cdot \text{in)} \quad \varphi_c := 0.9$$

$$M_R := M_n \cdot \varphi_c = (1.225 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Procedemos a calcular lo siguiente:

$$P_R := 220.9 \text{ kip} \quad M_R := 1225 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\frac{P_u}{P_R} = 0.798 \quad \text{Mayor a 2 por lo tanto utilizamos:}$$

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_u}{M_R} \right) = 0.966 \quad \text{Es menor a 1 por lo que la sección } \mathbf{W8X28} \text{ cumple con la demanda}$$

EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS DE ACERO POR FLEXION Y CORTANTE:

El siguiente diseño se realizará siguiendo lo estipulado por la **Norma AISC 360-10** en su **CAPITULO F - Diseño de Miembros en Flexión (Marco Teórico)**.

CALCULO DE ESBELTEZ LOCAL:

Se partirá bajo el perfil ya otorgado a las vigas, con la siguiente **W12X35**, de no cumplir a las condiciones de diseño, se procederá a buscar otro perfil estructural en base al M_{max} otorgado por el análisis estructural.

Clasificación del Perfil Estructural:

En el siguiente paso se procederá a comprobar si el siguiente perfil cumple con los parámetros de ser un perfil compacto, ver en **Tabla 2**, al cumplir en ambos parámetros tanto para ala (patín) y alma.

$$b_f := 6.57 \text{ in} \quad t_f := 0.52 \text{ in} \quad E := 29000 \text{ ksi} \quad F_y := 50 \text{ ksi}$$

$$\lambda_{Patín} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 6.317 < \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.152$$

$$h := 12 \text{ in} \quad t_w := 0.30 \text{ in} \quad d := h = 12 \text{ in}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{t_w} = 40 < \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.553$$

Por lo tanto, se llega a la conclusión que el Perfil W12X35 elegido previamente es compacto al cumplir con los parámetros establecidos por la norma AISC-360-10

DISEÑO POR FLEXION Y PANDEO LATERAL TORSIONANTE:

$$r_y := 1.54 \text{ in} \quad h_o := 12 \text{ in} \quad S_x := 45.6 \text{ in}^3 \quad J_1 := 0.74 \text{ in}^4 \quad L_o := 242.13 \text{ in}$$

$$c := 1$$

$$* L_P := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 65.275 \text{ in}$$

$$r_{ts} := \frac{b_f}{\sqrt{12 \cdot \left(1 + \frac{1}{6} \cdot \frac{h \cdot t_w}{b_f \cdot t_f}\right)}} = 1.749 \text{ in}$$

$$* L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_1 \cdot c}{S_x \cdot h_o}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E} \cdot \frac{S_x \cdot h_o}{J_1 \cdot c}\right)^2}} = 195.178 \text{ in}$$

$$* L_b := \frac{L_o}{5} = 48.426 \text{ in}$$

Cuando: L_b es menor a L_p , entonces:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad Z_x := 51.2 \text{ in}^3$$

$$M_n := F_y \cdot Z_x = (2.56 \cdot 10^3) \text{ (kip} \cdot \text{in)} \quad \phi_c := 0.9$$

$$M_R := M_n \cdot \phi_c = (2.304 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Si $M_u = 1948.03 \text{ kip-in}$ (Dato extraído por el programa ETABS), eso quiere decir que al ser menor que la resistencia a flexión del perfil **W12X35**. Cumple con lo establecido por la norma.

DISEÑO POR CORTANTE:

En el siguiente diseño se procederá a comprobar lo siguiente:

$$V_u \leq \phi_v \cdot V_n$$

Donde:

V_u = Combinación gobernante de cortante por cargas factorizadas.

ϕ_v = Factor de resistencia en cortante igual a 0.9

$$\phi_v := 0.9$$

V_n = Resistencia nominal por Cortante.

Según el Manual de la AISC en su **Capítulo G**, para almas de elementos doble y simplemente simétricos, el cálculo de la constante de cortante C_v se estima como sigue:

$$\frac{h}{t_w} = 40 \quad \text{es menor a 260 y el alma no está atiesada, entonces:} \quad k_v := 5$$

Por lo tanto:

$$\text{Si: (i) Cuando } h/t_w \leq 1,10\sqrt{k_v E/F_y}$$
$$C_v = 1,0$$

$$1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 59.237 \quad \text{Por lo tanto: } C_v := 1$$

Calculamos la resistencia nominal al corte:

$$A_w := d \cdot t_w = 3.6 \text{ in}^2$$

$$V_n := 0.6 \cdot 50 \cdot 12 \cdot 0.30 \cdot 1 = 108 \text{ kip}$$

$$V_R := \phi_v \cdot V_n = 97.2$$

$$V_u := 46.5 \text{ kip} \quad \text{El Valor de } V_u \text{ es menor por lo tanto cumple.}$$

EJEMPLO DE DISEÑO DE PLACA BASE SOMETIDA A PEQUEÑOS MOMENTOS:

$$d := 8 \text{ in} \quad F_y := 36 \text{ ksi} \quad W8x28$$

$$b_f := 6.54 \text{ in} \quad f'_c := 3 \text{ ksi}$$

1) Debemos obtener o calcular las cargas axiales y momentos a la que estará sometida la columna:

OBTENEMOS LOS DATOS DEL ETABS

$$P_U := 150 \text{ kip}$$

$$M_U := 161 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

2) Elija un tamaño de prueba de la placa base:

$$N_p := d + (2) \cdot 3 \text{ in} = 14 \text{ in}$$

$$B_p := b_f + (2) \cdot 3 \text{ in} = 12.54 \text{ in}$$

$N := 14 \text{ in}$ Con estos valores se
empezará el análisis de la
placa base

$$B := 13 \text{ in}$$

3) Determine e y e_{crit} y comprobar la desigualdad en entre estos para ver si hay solución:

$$\Phi := 0.6$$

$$A_2 := 1$$

$$A_1 := 1$$

Se debe asumir en que el
área de la placa va a ser igual
al área que va a estar en
contacto con esta.

$$f_{pmax} := \Phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.53 \text{ ksi}$$

Tensión de soporte

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 19.89 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

esfuerzo del hormigón como soporte

$$e := \frac{M_U}{P_U} = 1.073 \text{ in}$$

$$e_{crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_U}{2 \cdot q_{max}} = 3.229 \text{ in}$$

if ($e > e_{crit}$, "Cumple", "No cumple") = "No cumple"

Se comprueba que la excentricidad crítica es mayor a la excentricidad, generada por el momento, por lo tanto, se entiende que tenemos un momento pequeño, por lo que procedemos el diseño en base a esa conclusión.

4) Determinar la longitud portante "Y" y la tensión de la barra de anclaje.

$$Y := N - 2 \cdot e = 11.853 \text{ in}$$

Se escoge el menor de los dos resultados.

5) Verificamos la presión de soporte $q \leq q_{max}$:

$$q_{max} := 22.95 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad q := \frac{P_U}{Y} = 12.655 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

if ($q_{max} > q$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

6) Determine el espesor mínimo de la placa:

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 3.2 \text{ in}$$

Porque $Y \geq m$

$$f_p := \frac{P_U}{N \cdot Y} = 0.904 \text{ ksi}$$

$$t_{p_req} := 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 0.761 \text{ in}$$

Verificar el grosor utilizando el valor de n

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot b_f}{2} = 3.884 \text{ in}$$

Calculo definitivo del espesor de la placa

$$t_{p_req} := 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 0.923 \text{ in}$$

$$t_p := 1 \text{ in}$$

Se redondea el espesor a un valor cerrado y comercial

7) Verificamos la compresión del concreto:

$$A_{1\text{requerida}} := \frac{P_U}{f_{p\text{max}}} = 98.039 \text{ in}^2$$

$$\phi := 0.65$$

$$\phi P_p := \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{1\text{requerida}} \cdot \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} = 162.5 \text{ kip}$$

if ($\phi P_p > P_U$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

8) Determine el tamaño y la profundidad de la barra de anclaje por LRFD

$$T_u := q_{\text{max}} \cdot Y - P_U = 122.034 \text{ kip}$$

$$T_u = 122.034 \text{ kip}$$

Tensión de la barra de anclaje

Aquí se plantea el uso del número de barras que trabajaran la AISC propone un mínimo de 2 barras por lado o cara de columna estructural.

$$n_{\text{barra}} := 3$$

Valor de ingreso

$$F_{\text{barra1}} := \frac{T_u}{n_{\text{barra}}} = 40.678 \text{ kip}$$

Esta es la fuerza que tendrá cada barra trabajando a tensión.

De la tabla 3.1 anteriormente explicada se escoge un valor esfuerzo a tensión mayor del que se ha calculado, con la finalidad de que pueda soportar la tensión calculada.

Datos extraíbles Tabla 5 y 7

Barra de anclaje (solo barra) Fuerza disponible

- Diámetro barra= 1.5 in
- Fuerza de barra= 52.6 kip
- Agujero para barra= 2.31 in
- Diámetro arandela = 3.5 in.
- Espesor de la arandela= 0.5 in

$$F_{\text{barra}} := 52.6 \text{ kip}$$
$$d_{\text{barra}} := 1.5 \text{ in}$$

Para completar el diseño se debe determinar la longitud de empotramiento de las barras de anclaje, se empezará probando con 14 pulg. Destacar que la AISC, da que se use como mínimo 12 pulg.

$$h_{ef} := 14 \text{ in}$$

$L := 6 \text{ in}$ Parámetro mínimo que establece la AISC de 6 plg

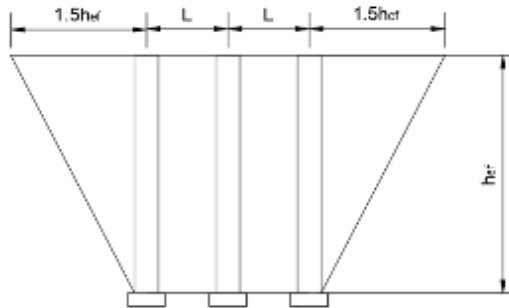
Cálculo del área de ruptura del grupo de barras de anclajes

$$L_2 := L = 6 \text{ in}$$

$L_1 := 15 \text{ in}$ Valor a ingresar

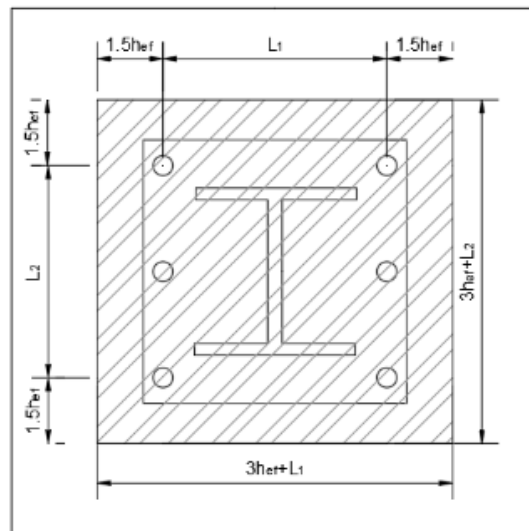
El área rayada de color azul es la equivalencia del área del cono de ruptura.

Figure 89



Fuente: Elaboración Propia

Figure 90



Fuente: Elaboración Propia

$$A_N := (3 \cdot h_{ef} + L_2) \cdot (3 \cdot h_{ef} + L_1) = 2736 \text{ in}^2$$

Cálculo del área de ruptura de un solo anclaje

$$A_{N0} := (3 \cdot h_{ef}) \cdot (3 \cdot h_{ef}) = 1764 \text{ in}^2$$

Cálculo de la resistencia al desprendimiento del hormigón

$$\begin{aligned} \Psi_3 &:= 1.25 & f'c_1 &:= 3000 \text{ psi} & A_{N1} &:= 2736 \text{ in}^2 \\ & & h_{ef1} &:= 14 \text{ in} & A_{N01} &:= 1764 \text{ in}^2 \\ \Phi &:= 0.7 \end{aligned}$$

$$\phi N_{cbg1} := \Phi \cdot \Psi_3 \cdot 16 \cdot \left(\sqrt{f'c_1} \cdot \left(1 \text{ lbf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{in} \right) \right) \cdot h_{ef1}^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^3} \cdot \left(\frac{A_{N1}}{A_{N01}} \right) = 96720.731 \text{ lbf}$$

$$(\phi N_{cbg1}) = 96.721 \text{ kip} \qquad F_{barra} = 52.6 \text{ kip}$$

if $(\phi N_{cbg1} > F_{barra}, \text{"Cumple"}, \text{"Rediseñar"}) = \text{"Cumple"}$

Con esto se llega a la conclusión, que la profundidad de 14 pulg, otorgado al inicio del cálculo es la adecuada, de no serlo, se deberá incrementar.

9). Resistencia al corte de la barra:

$$d_{barra} = 1.5 \text{ in} \qquad A_b := \frac{\pi \cdot d_{barra}^2}{4} = 1.767 \text{ in}^2$$

$F_u := 58 \text{ ksi}$ Esfuerzo a tensión de una barra grado 36 tabla 2.2

$$\phi := 0.75 \qquad \Phi R_n := \phi \cdot 0.4 \cdot F_u \cdot A_b = 30.748 \text{ kip}$$

Para "n" Numero de barras total del sistema sería igual a: $n := 6$

Capacidad total de resistencia al corte en las barras de anclaje

$$\Phi R_{nT} := \Phi R_n \cdot n = 184.49 \text{ kip}$$

$c_1 := 4 \text{ in}$ Valor de entrada, distancia del centro de la barra de anclaje al borde del hormigón

$s := 6 \text{ in}$ Separación de las barras de anclaje en una línea de grupo

$$\begin{aligned} m &:= 3.2 \text{ in} \\ n &:= 3.884 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\frac{n}{m} = 1.214 \quad 1.21 \leq \leq 1.5, \text{ por lo tanto, no controla}$$

$$\Psi_6 := 0.7 + \frac{0.3 \cdot n}{1.5 \cdot m} = 0.943 \quad (\text{no limitado por la invasión lateral})$$

$$A_{v0} := 4.5 \cdot c_1^2 = 72 \text{ in}^2$$

$$A_v := 4.5 \cdot c_1^2 + s \cdot (1.5 \cdot c_1) = 108 \text{ in}^2$$

$$d_0 := 1.5 \text{ in} \quad f'c := 3000 \text{ psi}$$

$$\Phi V_{cbg1} := 10.4 \cdot \frac{A_v}{A_{v0}} \cdot \Psi_6 \cdot \sqrt{d_0} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^2} \sqrt{f'c_1} \cdot 1 \text{ lbf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{in} \cdot c_1^{1.5} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^{1.5}} = 7892.551 \text{ lbf}$$

$$(\Phi V_{cbg1}) = 7.893 \text{ kip}$$

if $(\Phi R_{nT} > \Phi V_{cbg1}, \text{“Cumple”}, \text{“Rediseñe”}) = \text{“Cumple”}$

EJEMPLO DISEÑO DE CONEXIONES TIPO I (VIGA-VIGUETA):

DATOS GENERALES:

Se trabajará con una Viga principal de W12X35 Y Viguetas W6x12, estas dimensiones han sido calculadas y diseñadas con anterioridad conforme a la norma América AISC 360-

$$V_u := 7.8 \text{ kip}$$

$$n := 2$$

n= número de pernos

Se trabajará con pernos de acero tipo A325-N (con rosca incluida en el corte) Con un tipo de perforación Agrandada.

$$\phi_p := \frac{1}{2} \text{ in} \quad S_{\text{estimado}} := 50 \text{ mm} \quad L_{ev} := 25 \text{ mm} \quad L_{eh} := 25 \text{ mm}$$

$$L := L_{ev} + ((n-1) \cdot S_{\text{estimado}}) + L_{ev}$$

$$L = 100 \text{ mm} \quad L = 3.937 \text{ in}$$

$$a := 10 \text{ mm} \quad x := 10 \text{ mm}$$

$$B := (L_{eh} \cdot 2) + a$$

$$B = 60 \text{ mm} \quad B = 2.362 \text{ in}$$

Donde:

S: Separación entre pernos

Leh: longitud borde horizontal

lev: longitud borde vertical

B: ancho de la platina

L: altura de la platina

Espesor de la platina:

$$t_p := \frac{1}{3} \text{ in}$$

Esfuerzo de fluencia y ruptura del acero de la viga

$$F_{yb} := 345 \text{ MPa}$$

$$F_{ub} := 450 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de fluencia y ruptura del acero de la platina

$$F_y := 345 \text{ MPa}$$

$$F_u := 450 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$C := 80 \text{ mm}$$

$$C = 3.15 \text{ in}$$

$$dc := 20 \text{ mm}$$

$$dc = 0.787 \text{ in}$$

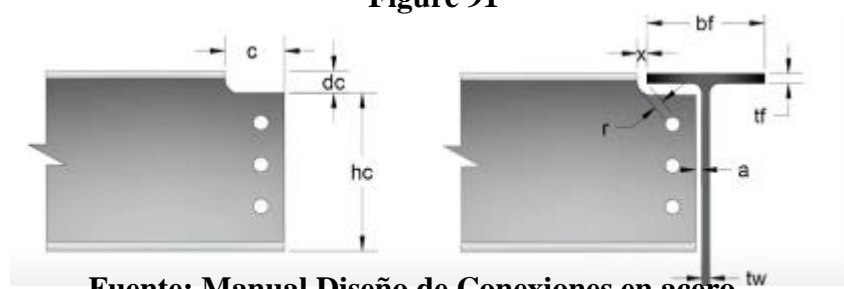
Soldadura

$$W := \left(\frac{5}{8} \cdot t_p \right) \text{ mm} \quad W = 5.292 \text{ mm}^2$$

$$W := 3 \text{ mm}$$

Tipo de soldadura: E 70 XX

Figure 91



Fuente: Manual Diseño de Conexiones en acero.

DATOS GEOMETRICOS DE LA VIGA

$$d_b := 318 \text{ mm}$$

$$b_{fb} := 167 \text{ mm}$$

$$t_{wb} := 7.6 \text{ mm}$$

$$t_{fb} := 13.2 \text{ mm}$$

DATOS GEOMETRICOS DE LA VIGUETA:

$$d := 153 \text{ mm}$$

$$b_f := 102 \text{ mm}$$

$$t_w := 5.8 \text{ mm}$$

$$t_f := 7.1 \text{ mm}$$

$$k := 16 \text{ mm}$$

Entonces

$$C := \left(\frac{b_{fb}}{2} \right) - \left(\frac{t_{wb}}{2} \right) - a + x = 79.7 \text{ mm}$$

$$C := 80 \text{ mm}$$

$$C = 3.15 \text{ in}$$

$$dc := k = 16 \text{ mm}$$

ANALIZANDO LA VIGUETA DESPATINADA:

$$C = 80 \text{ mm}$$

$$C = 3.15 \text{ in}$$

$$d_c := 20 \text{ mm}$$

$$d_c = 0.787 \text{ in}$$

FLUENCIA POR CORTANTE (SR):

$$\phi := 1 \quad h_c := d - d_c = 133 \text{ mm}$$

$$\phi R_n := (\phi \cdot 0.6 \cdot F_{yb} \cdot h_c \cdot t_w)$$

$$\phi R_n = 159.68 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 35.897 \text{ kip}$$

$$V_u = 34.696 \text{ kN}$$

$$V_u := 7.8 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

RUPTURA POR CORTANTE (SR)

$$\phi := 0.75$$

$$h_c := d - d_c = 133 \text{ mm}$$

$$D_{efe} := 14$$

Hallamos S mínimo:

$$S_{\text{estimado}} = 50 \text{ mm}$$

$$\phi_p := \frac{1}{2} \text{ in}$$

entonces:

$$\text{Si es Estándar: } D_{efe} := \frac{9}{16} \text{ in} = 14.288 \text{ mm} \quad D_{efe} = 0.563 \text{ in}$$

$$\text{Si es de Sobre tamaño o Agrandado: } D_{fea} := \left(\frac{5}{8}\right) \text{ in} = 15.875 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$S_{\text{min}} := D_{fea} \cdot 3 = 47.625 \text{ mm}$$

$$S = 50 \text{ mm}$$

$$S = 1.969 \text{ in}$$

$$\text{if}(S_{\text{estimado}} > S_{\text{min}}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.6 \cdot F_{ub} \cdot ((h_c \cdot t_w) - (n \cdot D_{fea} \cdot 20))$$

$$\phi R_n = 118.918 \text{ kN}$$

$$V_u = 34.696 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 26.734 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip}$$

if $(\phi R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

FLUENCIA POR FLEXIÓN (FY)

$$\lambda := \frac{h_c}{t_w}$$

$$\lambda = 22.931$$

λ = esbeltez del alma

Coefficiente de Pandeo:

$$\text{Cuando: } \frac{C}{h_c} \leq 1 \quad k := 2.2 \cdot \left(\frac{C}{h_c}\right)^{1.65}$$

$$\text{Cuando: } \frac{C}{h_c} > 1 \quad k := 2.2 \cdot \left(\frac{C}{h_c}\right)$$

entonces:

$$\frac{C}{h_c} = 0.602$$

$$k := 2.2 \cdot \left(\frac{C}{h_c}\right)^{1.65} = 0.951$$

Factor de ajuste por pandeo en el alma:

$$\text{Cuando: } \frac{C}{d} \leq 1 \quad f := 2 \cdot \left(\frac{C}{d}\right)$$

$$\text{Cuando: } \frac{C}{d} > 1 \quad f := 1 + \left(\frac{C}{d}\right) \leq 3$$

entonces:

$$\frac{C}{d} = 0.523$$

$$f := 2 \cdot \left(\frac{C}{d}\right) = 1.046$$

$$k_1 := f \cdot k = 0.994$$

if $(k_1 > 1.61, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"No cumple"}$

$$k_1 := 1.61$$

$$\lambda_p := 0.475 \cdot \sqrt{\frac{(k_1 \cdot E_s)}{F_{yb}}} = 14.511 \quad \lambda_p : \text{esbeltez límite para alma compactada}$$

$$F_{cr} := \frac{0.903 \cdot E_s \cdot k_1}{\lambda^2}$$

$$F_{cr} = 552.963 \text{ MPa}$$

Fcr: esfuerzo critico

$$A_{net} := t_w \cdot (h_c - t_f) + (b_f \cdot t_f)$$

$$A_{net} = (1.454 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$Y_c := \frac{1}{2 \cdot A_{net}} \cdot (t_w \cdot h_c^2 + (b_f - t_w) \cdot t_f^2)$$

$$Y_c = 1.454 \text{ in}$$

Yc = centroide de la sección transversal del despatín.

$$I_{xxc} := \left(\frac{t_w \cdot h_c^3}{3} + \frac{(b_f - t_w) \cdot t_f^3}{3} \right) - (A_{net} \cdot Y_c^2)$$

$$I_{xxc} = (2.576 \cdot 10^{-6}) \text{ m}^4$$

$$I_{xxc} = (2.576 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$S_{net} := \frac{I_{xxc}}{h_c - Y_c}$$

$$S_{net} = (2.681 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Modulo Platico de la sección despatinada (Znet):

$$\text{Cuando: } t_f \leq \frac{A_{net}}{2 \cdot b_f} \quad Z_{net} := \left(\frac{(t_w \cdot (h_c - t_f)^2)}{4} + \left(\frac{b_f \cdot h_c \cdot t_f}{2} \right) - \left(\frac{b_f^2 \cdot t_f^2}{4 \cdot t_w} \right) \right)$$

$$\text{Cuando: } t_f > \frac{A_{net}}{2 \cdot b_f} \quad Z_{net} := \left(\frac{(t_w \cdot h_c^2)}{2} + \left(\frac{b_f \cdot t_f^2}{4} \right) - \left(\frac{h_c \cdot t_f \cdot t_w}{2} \right) - \left(\frac{(h_c - t_f)^2 \cdot t_w^2}{4 \cdot b_f} \right) \right)$$

$$t_f = 0.28 \text{ in}$$

$$tt := \frac{A_{net}}{2 \cdot b_f} = 7.13 \text{ mm}$$

$$Z_{net} := \left(\frac{(t_w \cdot (h_c - t_f)^2)}{4} + \left(\frac{b_f \cdot h_c \cdot t_f}{2} \right) - \left(\frac{b_f^2 \cdot t_f^2}{4 \cdot t_w} \right) \right)$$

$$Z_{net} = (4.854 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^3$$

$$Z_{net} = (4.854 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Momento debido a la excentricidad de la carga (Mu):

$$V_u = 34.696 \text{ kN}$$

$$C = 80 \text{ mm}$$

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$M_u := V_u \cdot (C + a)$$

$$M_u = 3.123 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a la fluencia por flexión ϕK_n :

Cuando: $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{n1} := F_y \cdot Z_{net}$$

$$M_{n1} = M_p$$

Cuando: $\lambda_p < \lambda \leq 2 \cdot \lambda_p$

$$M_{n2} := M_p - \left((M_p - F_y \cdot S_{net}) \cdot \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} - 1 \right) \right)$$

Cuando: $\lambda > \lambda_p$

$$M_{n1} := F_y \cdot Z_{net}$$

entonces:

$$M_p := F_y \cdot Z_{net} = 16.745 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n2} := M_p - \left((M_p - F_y \cdot S_{net}) \cdot \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} - 1 \right) \right) = 12.396 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n2} = 12.396 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi K_n := M_{n2}$$

$$\phi K_n = 12.396 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Comprobáramos que:

$$\text{if } (\phi K_n > M_u, \text{ "Cumple" }, \text{ "No cumple" }) = \text{ "Cumple" }$$

Desgarramiento en Bloque (BSR):

$$L_{evb} := 1.5 \cdot D_{efa} = 23.813 \text{ mm}$$

$$L_{evb} := 25 \text{ mm}$$

$$L_{ev} := 25 \text{ mm}$$

$$L_{eh} := 25 \text{ mm}$$

$$D_{efa} = 15.875 \text{ mm}$$

$$A_{nt} := \left(L_{eh} - \left(\frac{D_{efea}}{2} \right) \right) \cdot t_w \quad A_{nt} = 98.963 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} := t_w \cdot (L_{ev} + ((n-1) \cdot S)) \quad A_{gv} = 435 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} := A_{gv} - ((n-0.5) \cdot D_{efea} \cdot t_w) \quad A_{nv} = 296.888 \text{ mm}^2$$

$$\phi = 0.75 \quad F_{ub} = 450 \text{ MPa} \quad A_{nt} = 98.963 \text{ mm}^2$$

$$\min_1 := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 90.045 \text{ kN}$$

$$\min_2 := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 80.16 \text{ kN}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (F_{ub} \cdot A_{nt}) + \min_2$$

$$\phi R_n = 25.529 \text{ kip} \quad V_u = 7.8 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Desgarramiento del Perno (BS):

Desgarramiento del perno en el borde

$$lc_1 := L_{ev} - \frac{D_{efea}}{2} \quad lc_1 = 17.063 \text{ mm} \quad \phi = 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 1.2 \cdot F_{ub} \cdot lc_1 \cdot t_w$$

$$\phi R_n = 9.01 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip}$$

$$V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 17.348 \text{ kN}$$

$$V_{u.2} = 3.9 \text{ kip}$$

entonces:

$$\text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Desgarramiento del perno entre perforaciones

$$lc_2 := S - D_{efea} \quad lc_2 = 34.125 \text{ mm} \quad \phi = 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 1.2 \cdot F_{ub} \cdot lc_2 \cdot t_w \quad \phi R_n = 18.021 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip} \quad V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 3.9 \text{ kip}$$

entonces:

$$\text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Aplastamiento (BTO):

$$\phi R_n := \phi \cdot 2.4 \cdot F_{ub} \cdot d \cdot t_w$$

$$\phi R_n = 161.591 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip} \quad V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 3.9 \text{ kip}$$

entonces:

$$\text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

ANALISIS DE LA PLATINA:

Desgarramiento del Perno (BS):

Desgarramiento del perno en el borde

$$lc_1 := L_{ev} - \frac{D_{efea}}{2} \quad lc_1 = 17.063 \text{ mm} \quad \phi = 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 1.2 \cdot F_u \cdot lc_1 \cdot t_p \quad \phi R_n = 13.153 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip} \quad V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 3.9 \text{ kip}$$

entonces:

$$\text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Desgarramiento del perno entre perforaciones

$$lc_2 := S - D_{efea} \quad lc_2 = 34.125 \text{ mm} \quad \phi = 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 1.2 \cdot F_u \cdot lc_2 \cdot t_p \quad \phi R_n = 26.306 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip} \quad V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 3.9 \text{ kip}$$

entonces:

$$\text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Aplastamiento (BTO):

$$\phi R_n := \phi \cdot 2.4 \cdot F_u \cdot d \cdot t_p$$

$$\phi R_n = 235.886 \text{ kip}$$

$$V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 3.9 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip}$$

entonces:

$$\text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Resistencia a cortante de un perno (BCS):

$$F_{nv} := 372 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia para el Perno A325 N}$$

$$A_b := \pi \cdot (\phi_p)^2$$

$$A_b = 506.707 \text{ mm}^2$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b$$

$$V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 3.9 \text{ kip}$$

$$\phi R_n = 31.782 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Cortante excéntrica en los pernos (BSS):

Se escoge el mínimo valor entre BS, BTO Y BCS, entonces la resistencia mínima que gobierna el diseño es de:

$$\phi_{rn} := 13.153 \text{ kip} \quad 4$$

$$\text{cuando } n \leq 5 \quad e := \frac{a + L_{eh}}{2}$$

$$\text{cuando } n > 5 \quad e := a + L_{eh}$$

entonces, si tenemos $n=3$, la excentricidad es:

$$e := \frac{a + L_{eh}}{2} \quad e = 0.689 \text{ in} \quad n = 2$$

$$\phi R_n := \sqrt{\frac{\phi_{rn}^2}{\left(\left(\frac{6 \cdot e}{n \cdot (n+1) \cdot S}\right)^2 + \left(\frac{1}{n}\right)^2\right)}}$$

$$\phi R_n = 21.551 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Fluencia por cortante en platina (SY):

$$\phi = 0.75 \quad L = 0.1 \text{ m} \quad t_p = 8.467 \text{ mm} \quad \phi := 1$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot L \cdot t_p \quad \phi R_n = 39.4 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Ruptura por cortante en platina (SR):

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot ((L \cdot t_p) - (n \cdot D_{efea} \cdot t_p))$$

$$\phi R_n = 26.306 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Desgarramiento en Bloque (BSR):

$$L_{evb} := 1.5 \cdot D_{efea}$$

$$L_{ev} = 25 \text{ mm}$$

$$L_{ev} := 25 \text{ mm}$$

$$L_{eh} := 25 \text{ mm}$$

$$D_{efea} = 0.625 \text{ in}$$

$$A_{nt} := \left(L_{eh} - \left(\frac{D_{efea}}{2} \right) \right) \cdot t_p$$

$$A_{nt} = 144.463 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} := t_p \cdot (L_{ev} + ((n-1) \cdot S))$$

$$A_{gv} = 635 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} := A_{gv} - ((n-0.5) \cdot D_{efea} \cdot t_p)$$

$$A_{nv} = 433.388 \text{ mm}^2$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{ub} = 450 \text{ MPa}$$

$$A_{nt} = 144.463 \text{ mm}^2$$

$$\text{min}_1 := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 29.55 \text{ kip}$$

$$\text{min}_2 := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 26.306 \text{ kip}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (F_u \cdot A_{nt}) + \text{min}_2$$

$$\phi R_n = 37.267 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

FLUENCIA POR FLEXIÓN (FY):

$$S_{xxp} := \frac{I_x}{Y_c}$$

$$S_{xxp} := \frac{\left(\frac{t_p \cdot L^3}{12} \right)}{\left(\frac{L}{2} \right)}$$

$$S_{xxx} := \frac{t_p \cdot L^2}{6}$$

$$S_{xxx} = (1.411 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^3$$

$$\phi := 0.9$$

$$ee := a + L_{eh}$$

$$ee = 1.378 \text{ in}$$

$$\phi M_n := \phi \cdot F_y \cdot S_{xxp}$$

$$\phi M_n = (4.382 \cdot 10^6) \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\phi R_n := \frac{\phi M_n}{ee}$$

$$\phi R_n = 28.143 \text{ kip} \quad V_u = 7.8 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

DISEÑO DE SOLDADURA DE UNION DE LA PLATINA A LA COLUMNA:

Tipo de soldadura: E 70 XX

$$a := \frac{ee}{L} \quad a = 0.35$$

$$c := 2.16$$

$$W = 0.118 \text{ in}$$

$$q := 0.1091$$

$$C_1 := 1$$

$$L = 3.937 \text{ in}$$

$$\phi R_n := C_1 \cdot c \cdot q \cdot W \cdot L$$

$$\phi R_n := 369.89264 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 83.155 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

EJEMPLO DISEÑO DE CONEXIONES TIPO 2 (VIGA-COL):

DATOS GENERALES:

Se trabajará con una columna de W8X28 Y Viga W12x35, estas dimensiones han sido calculadas y diseñadas con anterioridad conforme a la norma América AISC 360-10.

$$V_u := 53.159 \text{ kip}$$

$$n := 3$$

n= número de pernos

Se trabajará con pernos de acero tipo A325-N (con rosca incluida en el corte) Con un tipo de perforación Agrandada.

$$\phi_p := \frac{5}{8} \text{ in} \quad S_{\text{estimado}} := 50 \text{ mm} \quad L_{ev} := 30 \text{ mm} \quad L_{eh} := 30 \text{ mm}$$

$$L := L_{ev} + ((n-1) \cdot S_{\text{estimado}}) + L_{ev}$$

$$L = 160 \text{ mm} \quad L = 6.299 \text{ in}$$

$$a := 10 \text{ mm}$$

$$B := (L_{eh} \cdot 2) + a$$

$$B = 70 \text{ mm} \quad B = 2.756 \text{ in}$$

Donde:

- S: Separación entre pernos
- Leh: longitud borde horizontal
- lev: longitud borde vertical
- B: ancho de la platina
- L: altura de la platina

Espesor de la platina:

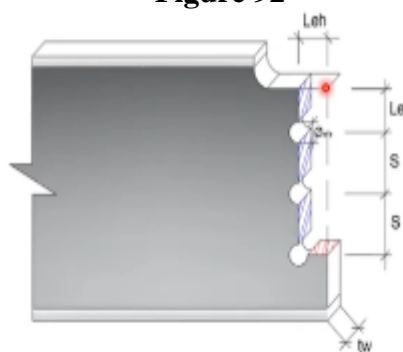
$$t_p := \frac{1}{2} \text{ in}$$

Esfuerzo de fluencia y ruptura del acero de la viga

$$F_{yb} := 345 \text{ MPa}$$

$$F_{ub} := 450 \text{ MPa}$$

Figure 92



Fuente: Manual Diseño de Conexiones en acero.

Esfuerzo de fluencia y ruptura del acero de la platina

$$F_y := 345 \text{ MPa}$$

$$F_u := 450 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Soldadura

$$W := \left(\frac{5}{8} \cdot t_p\right) \text{ mm} \quad W = 7.938 \text{ mm}^2$$

$$W := 3 \text{ mm}$$

Tipo de soldadura: E 70 XX

DATOS GEOMETRICOS DE LA COLUMNA:

$$d_b := 205 \text{ mm}$$

$$b_{fb} := 166 \text{ mm}$$

$$t_{wb} := 7.2 \text{ mm}$$

$$t_{fb} := 11.8 \text{ mm}$$

DATOS GEOMETRICOS DE LA VIGA:

$$d := 318 \text{ mm}$$

$$b_f := 167 \text{ mm}$$

$$t_w := 7.6 \text{ mm}$$

$$t_f := 13.2 \text{ mm}$$

$$k := 25 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.75$$

$$h_c := d = 318 \text{ mm}$$

$$D_{efe} := 14$$

Hallamos S mínimo:

$$S_{estimado} := 65 \text{ mm}$$

$$\phi_p = 0.625 \text{ in}$$

entonces:

Si es Estándar:

$$D_{efe} := \frac{11}{16} \text{ in} = 17.463 \text{ mm}$$

$$D_{fee} = 0.688 \text{ in}$$

Si es de Sobre tamaño o Agrandado:

$$D_{fea} := \left(\frac{13}{16}\right) \text{ in} = 20.638 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$S_{\min} := D_{\text{efea}} \cdot 3 = 61.913 \text{ mm}$$

$$S := 60 \text{ mm} \quad S = 2.362 \text{ in}$$

$$\text{if}(S_{\text{estimado}} > S_{\min}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

ANALISIS DE LA PLATINA:

Desgarramiento del Perno (BS):

Desgarramiento del perno en el borde

$$lc_1 := L_{\text{ev}} - \frac{D_{\text{efea}}}{2} \quad lc_1 = 19.681 \text{ mm} \quad \phi = 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 1.2 \cdot F_u \cdot lc_1 \cdot t_p \quad \phi R_n = 22.758 \text{ kip}$$

$$V_u = 53.159 \text{ kip} \quad V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 17.72 \text{ kip}$$

entonces:

$$\phi R_n \geq \frac{V_u}{n} \quad \text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Desgarramiento del perno entre perforaciones

$$lc_2 := S - D_{\text{efea}} \quad lc_2 = 39.363 \text{ mm} \quad \phi = 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 1.2 \cdot F_u \cdot lc_2 \cdot t_p \quad \phi R_n = 45.515 \text{ kip}$$

$$V_u = 53.159 \text{ kip} \quad V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 17.72 \text{ kip}$$

entonces:

$$\text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Aplastamiento(BTO):

$$\phi R_n := \phi \cdot 2.4 \cdot F_u \cdot d \cdot t_p$$

$$\phi R_n = 735.41 \text{ kip}$$

$$V_u = 53.159 \text{ kip}$$

$$V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 17.72 \text{ kip}$$

entonces:

$$\text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Resistencia a cortante de un perno (BCS):

$$F_{nv} := 372 \text{ MPa}$$

$$A_b := \pi \cdot (\phi_p)^2$$

$$A_b = 791.73 \text{ mm}^2$$

$$V_u = 53.159 \text{ kip}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b$$

$$V_{u.2} := \frac{V_u}{n} = 17.72 \text{ kip}$$

$$\phi R_n = 49.659 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_{u.2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Cortante excéntrica en los pernos (BSS):

Se escoge el mínimo valor entre BS, BTO Y BCS, entonces la resistencia mínima que gobierna el diseño es de:

$$\phi_{rn} := 22.758 \text{ kip}$$

$$\phi_{rn} = 101.233 \text{ kN}$$

cuando $n \leq 5$

$$e := \frac{a + L_{eh}}{2}$$

cuando $n > 5$

$$e := a + L_{eh}$$

entonces, si tenemos $n=3$, la excentricidad es:

$$e := \frac{a + L_{eh}}{2}$$

$$e = 0.787 \text{ in}$$

$$n = 3$$

$$\phi R_n := \sqrt{\frac{\phi_m^2}{\left(\left(\frac{6 \cdot e}{n \cdot (n+1) \cdot S}\right)^2 + \left(\frac{1}{n}\right)^2\right)}}$$

$$\phi R_n = 61.066 \text{ kip}$$

$$V_u = 53.159 \text{ kip} \quad \text{if } (\phi R_n > V_u, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Cumple”}$$

Fluencia por cortante en platina (SY):

$$\phi = 0.75 \quad L = 0.16 \text{ m} \quad t_p = 12.7 \text{ mm} \quad \phi := 1$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot L \cdot t_p \quad \phi R_n = 94.56 \text{ kip}$$

$$V_u = 53.159 \text{ kip} \quad \text{if } (\phi R_n > V_u, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Cumple”}$$

Ruptura por cortante en platina (SR):

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot ((L \cdot t_p) - (n \cdot D_{efea} \cdot t_p))$$

$$\phi R_n = 56.71 \text{ kip}$$

$$V_u = 53.159 \text{ kip} \quad \text{if } (\phi R_n > V_u, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Cumple”}$$

Desgarramiento en Bloque (BSR):

$$L_{evb} := 1.5 \cdot D_{efea} \quad L_{ev} = 30 \text{ mm}$$

$$L_{ev} = 30 \text{ mm} \quad L_{eh} = 30 \text{ mm} \quad D_{efea} = 0.813 \text{ in}$$

$$A_{nt} := \left(L_{eh} - \left(\frac{D_{efea}}{2} \right) \right) \cdot t_p \quad A_{nt} = 249.952 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} := t_p \cdot (L_{ev} + ((n-1) \cdot S)) \quad A_{gv} = (1.905 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} := A_{gv} - ((n-0.5) \cdot D_{efea} \cdot t_p) \quad A_{nv} = (1.25 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\phi = 0.75 \quad F_{ub} = 450 \text{ MPa} \quad A_{nt} = 249.952 \text{ mm}^2$$

$$\min_1 := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 88.65 \text{ kip}$$

$$\min_2 := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 75.858 \text{ kip}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (F_u \cdot A_{nt}) + \min_2$$

$$\phi R_n = 94.823 \text{ kip}$$

$$V_u = 53.159 \text{ kip} \quad \text{if } (\phi R_n > V_u, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

FLUENCIA POR FLEXIÓN (FY):

$$S_{xxp} := \frac{I_x}{Y_c} \quad S_{xxp} := \frac{\left(\frac{t_p \cdot L^3}{12}\right)}{\left(\frac{L}{2}\right)} \quad S_{xxx} := \frac{t_p \cdot L^2}{6}$$

$$S_{xxx} = (5.419 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^3 \quad \phi := 0.9$$

$$ee := a + L_{eh} \quad ee = 1.575 \text{ in}$$

$$\phi M_n := \phi \cdot F_y \cdot S_{xxp} \quad \phi M_n = (1.682 \cdot 10^7) \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\phi R_n := \frac{\phi M_n}{ee} \quad \phi R_n = 94.56 \text{ kip}$$

$$V_u = 53.159 \text{ kip} \quad \text{if } (\phi R_n > V_u, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

DISEÑO DE SOLDADURA DE UNIÓN DE LA PLATINA A LA COLUMNA:

Tipo de soldadura: E 70 XX

$$a := \frac{ee}{L} \quad a = 0.25$$

$$c := 2.608 \quad C_1 := 1$$

$$W = 0.118 \text{ in}$$

$$q := 0.1091$$

$$L = 6.299 \text{ in}$$

$$\phi R_n := C_1 \cdot c \cdot q \cdot W \cdot L$$

$$\phi R_n := 369.89264 \text{ kN}$$

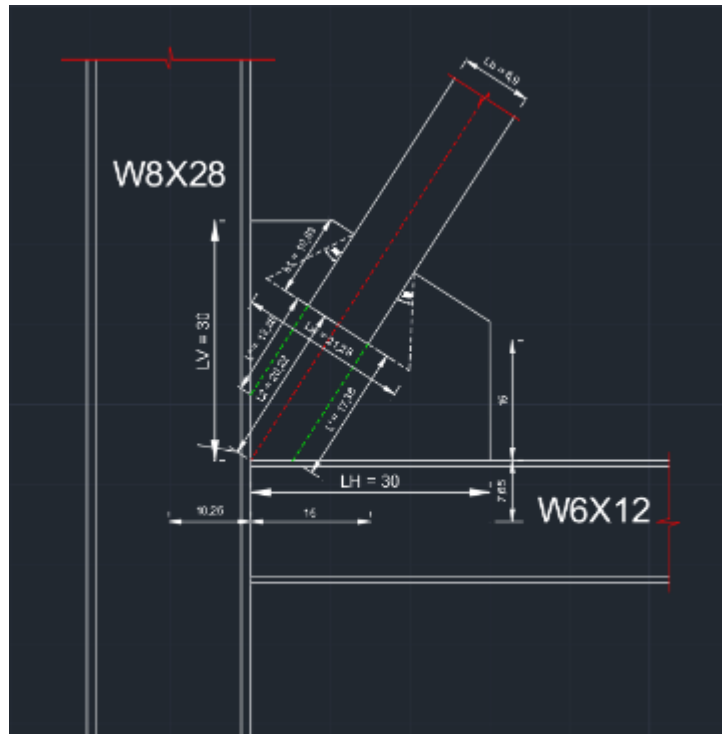
$$\phi R_n = 83.155 \text{ kip}$$

$$V_u = 53.159 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

EJEMPLO DE DISEÑO DE GUSSET PLATE ESQUINADA:

Figure 93



Fuente: Elaboración Propia

1) Resistencia a la tensión: $P := 50 \text{ kip}$

$$L_1 := 4.2 \text{ in} \quad L_2 := 8 \text{ in} \quad L_b := 3.5 \text{ in} \quad t_p := 1 \text{ in} \quad L' := 6.83 \text{ in} \quad L'' := 5.23 \text{ in}$$

$$a := 30^\circ$$

$$F_y := 36 \text{ ksi} \quad L_w := 2 \cdot (L_1 \cdot \tan(a)) + L_b = 8.35 \text{ in} \quad \phi := 0.9 \text{ (LRFD)}$$

$$A_w := L_w \cdot t_p = 8.35 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_y \cdot A_w = 270.532 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > P, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

1.1) Resistencia a la fractura por tensión:

$$F_u := 58 \text{ ksi} \quad \phi := 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_u \cdot A_w = 363.214 \text{ kip} \quad \text{if}(\phi R_n > P, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

2) Resistencia a cortante vertical:

$$A_{gv} := (L_1 + L_2) \cdot t_p$$

$$\phi R_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 263.52 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > P, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

3) Resistencia por bloque de cortante:

$$A_{nt} := L_b \cdot t_p = 3.5 \text{ in}^2 \quad A_{gt} := A_{nt} = 3.5 \text{ in}^2 \quad A_{nv} := (L_1 \cdot t_p) \cdot 2 = 8.4 \text{ in}^2$$

Se escoge el valor menor:

$$\phi R_{n1} := \phi \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot A_{nt}) = 349.89 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n2} := \phi \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt}) = 313.74 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_{n2} > P, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

4) Resistencia a la compresión:

$$L_g := \frac{L' + L_2 + L''}{3} = 6.687 \text{ in} \quad I_g := \frac{L_w \cdot t_p^3}{2} = 4.175 \text{ in}^4 \quad A_g := L_w \cdot t_p = 8.35 \text{ in}^2$$

$$r := \sqrt[2]{\frac{I_g}{A_g}} = 0.707 \text{ in}$$

$$K_m := 0.5 \quad \text{Para esquinadas}$$

$$K := \frac{K_m}{\sqrt[2]{1 + \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot L_w}{L_g}}}}} = 0.441$$

Comprobamos que:

$$\frac{K \cdot L_w}{r} = 5.207 \quad \text{menor igual a } 25 \quad A_g := 8.35 \text{ in}^2$$

$$P_n := F_y \cdot A_g = 300.6 \text{ kip}$$

5) Soldadura:

Placa para la Unión a la columna:

$$\beta := 5.9 \text{ in} \quad e_1 := 4.03 \text{ in}$$

$$V_1 := \beta \cdot \frac{P}{r} = 417.193 \text{ kip} \quad H_1 := e_1 \cdot \frac{P}{r} = 284.964 \text{ kip}$$

Placa para la Unión a la viga:

$$\alpha := 5.9 \text{ in} \quad P := 50 \text{ kip} \quad e_2 := 3.01 \text{ in}$$

$$V_2 := e_2 \cdot \frac{P}{r} = 212.839 \text{ kip} \quad H_2 := \alpha \cdot \frac{P}{r} = 417.193 \text{ kip}$$

Por lo tanto, el equilibrio de fuerzas:

$$H := H_1 + H_2 = 702.157 \text{ kip} \quad V := V_1 + V_2 = 630.032 \text{ kip}$$

a). Capacidad de soldadura:

$$L_h := 23.62 \text{ in} \quad t := 0.40 \text{ in} \quad F_{EXX} := 71.36 \text{ ksi} \quad \theta := 45$$

$$F_{nw} := 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot \sin(\theta)^{1.5}) = 59.619 \text{ ksi}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot L_h \cdot t \cdot F_{nw} = 422.463 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(\phi R_n > V_2, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(\phi R_n > H_1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(\phi R_n > H_2, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

b). Capacidad de soldadura:

Calculamos la Resistencia al corte en el material base:

$$F_{bm} := 36 \text{ ksi} \quad A_{bm} := (L_1 \cdot t) \cdot 4 = 6.72 \text{ in}^2 \quad \phi := 0.75$$

$$R_{sm} := \phi \cdot F_{bm} \cdot A_{bm} = 181.44 \text{ kip}$$

Para un $\phi := 0.9$

$$R_{sm} := \phi \cdot F_{bm} \cdot A_{bm} = 217.728 \text{ kip} \quad \phi Rn_1 := 244.944 \text{ kip}$$

Calculamos la Resistencia al corte para la soldadura:

$$F_w := 71.36 \text{ ksi} \quad A_w := A_{bm} = 6.72 \text{ in}^2 \quad \phi := 0.75$$

$$R_{sc} := \phi \cdot F_w \cdot A_w = 359.654 \text{ kip}$$

Para un $\phi := 0.9$

$$R_{sc} := \phi \cdot F_w \cdot A_w = 431.585 \text{ kip}$$

Se escogen el valor menor y se procede a comprobar lo siguiente:

$$\text{if}(\phi Rn_2 > V_1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

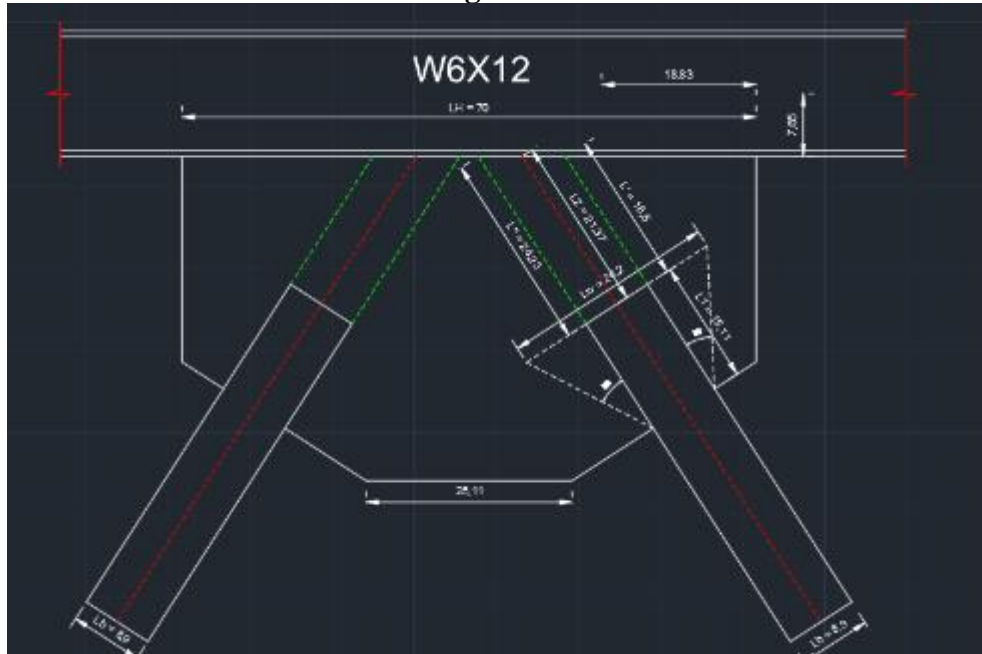
$$\text{if}(\phi Rn_2 > H_1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(\phi Rn_2 > V_2, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(\phi Rn_2 > H_2, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

EJEMPLO DE DISEÑO DE GUSSET PLATE EXTENDIDA:

Figure 94



Fuente: Elaboración Propia

1) Resistencia a la tensión: $P := 50 \text{ kip}$

$$L_1 := 5.95 \text{ in} \quad L_2 := 8.41 \text{ in} \quad L_b := 3.5 \text{ in} \quad t_p := 1 \text{ in} \quad L' := 7.28 \text{ in} \quad L'' := 9.54 \text{ in}$$

$$a := 30^\circ$$

$$F_y := 36 \text{ ksi} \quad L_w := 2 \cdot (L_1 \cdot \tan(a)) + L_b = 10.37 \text{ in} \quad \phi := 0.9 \text{ (LRFD)}$$

$$A_w := L_w \cdot t_p = 10.37 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_y \cdot A_w = 336.003 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > P, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

1.1) Resistencia a la fractura por tensión:

$$F_u := 58 \text{ ksi} \quad \phi := 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_u \cdot A_w = 451.115 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > P, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

2) Resistencia a cortante vertical:

$$A_{gv} := (L_1 + L_2) \cdot t_p$$

$$\phi R_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 310.176 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_n > P, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

3) Resistencia por bloque de cortante:

$$A_{nt} := L_b \cdot t_p = 3.5 \text{ in}^2 \quad A_{gt} := A_{nt} = 3.5 \text{ in}^2 \quad A_{nv} := (L_1 \cdot t_p) \cdot 2 = 11.9 \text{ in}^2$$

Se escoge el valor menor:

$$\phi R_{n1} := \phi \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot A_{nt}) = 384.882 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n2} := \phi \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_{nv} + F_u \cdot A_{gt}) = 345.03 \text{ kip}$$

$$\text{if}(\phi R_{n2} > P, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

4) Resistencia a la compresión:

$$L_g := \frac{L' + L_2 + L''}{3} = 8.41 \text{ in} \quad I_g := \frac{L_w \cdot t_p^3}{2} = 5.185 \text{ in}^4 \quad A_g := L_w \cdot t_p = 10.37 \text{ in}^2$$

$$r := \sqrt[2]{\frac{I_g}{A_g}} = 0.707 \text{ in}$$

$$K_m := 0.6 \quad \text{Para extendidas}$$

$$K := \frac{K_m}{\sqrt[2]{1 + \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot L_w}{L_g}}}}} = 0.529$$

Comprobamos que:

$$\frac{K \cdot L_w}{r} = 7.752 \quad \text{menor igual a } 25 \quad A_g := 10.37 \text{ in}^2$$

$$P_n := F_y \cdot A_g = 373.32 \text{ kip}$$

5) Soldadura:

Placa para la Unión a la viga debido a que la placa gusset estará soldada solo a la vigueta de W6X12 como se observa en la **Figura 92**.

$$\alpha := 7.41 \text{ in} \quad P := 50 \text{ kip} \quad e_1 := 3.01 \text{ in}$$
$$V_1 := e_1 \cdot \frac{P}{r} = 212.839 \text{ kip} \quad H_1 := \alpha \cdot \frac{P}{r} = 523.966 \text{ kip}$$

Por lo tanto, el equilibrio de fuerzas:

$$H := H_1 = 523.966 \text{ kip} \quad V := V_1 = 212.839 \text{ kip}$$

a). Capacidad de soldadura:

$$L_h := 27.56 \text{ in} \quad t := 0.43 \text{ in} \quad F_{EXX} := 71.36 \text{ ksi} \quad \theta := 45$$
$$F_{nw} := 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot \left(1 + 0.5 \cdot \sin(\theta)^{1.5}\right) = 59.619 \text{ ksi}$$
$$\phi R_n := \phi \cdot L_h \cdot t \cdot F_{nw} = 529.903 \text{ kip}$$
$$\text{if}(\phi R_n > V_1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$
$$\text{if}(\phi R_n > H_1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

b). Capacidad de soldadura:

Calculamos la Resistencia al corte en el material base:

$$F_{bm} := 36 \text{ ksi} \quad A_{bm} := (L_1 \cdot t) \cdot 4 = 10.234 \text{ in}^2 \quad \phi := 0.75$$

$$R_{sm} := \phi \cdot F_{bm} \cdot A_{bm} = 276.318 \text{ kip}$$

Para un $\phi := 0.9$

$$R_{sm} := \phi \cdot F_{bm} \cdot A_{bm} = 331.582 \text{ kip} \quad \phi R_{n_1} := 347.004 \text{ kip}$$

Calculamos la Resistencia al corte para la soldadura:

$$F_w := 71.36 \text{ ksi} \quad A_w := A_{bm} = 10.234 \text{ in}^2 \quad \phi := 0.75$$

$$R_{sc} := \phi \cdot F_w \cdot A_w = 547.724 \text{ kip}$$

Para un $\phi := 0.9$

$$R_{sc} := \phi \cdot F_w \cdot A_w = 657.268 \text{ kip} \quad \phi Rn_2 := 687.839 \text{ kip}$$

Se escogen el valor menor y se procede a comprobar lo siguiente:

$$\text{if}(\phi Rn_2 > V_1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if}(\phi Rn_2 > H_1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

EJEMPLO DE CONEXION A MOMENTO DE COLUMNAS Y VIGAS

DATOS GENERALES:

Columna: W8x28 (mm)

$$\begin{array}{llll} d_c := 205 \text{ mm} & b_{fc} := 166 \text{ mm} & g_c := 90 \text{ mm} & T_c := 157 \text{ mm} \\ t_{wc} := 7.2 \text{ mm} & t_{fc} := 11.8 \text{ mm} & k_c := 24 \text{ mm} & Z_c := 27.22 \text{ in}^3 \end{array}$$

Viga Principal: W12x35 (mm)

$$\begin{array}{llll} d_b := 318 \text{ mm} & b_{fb} := 167 \text{ mm} & k_b := 25 \text{ mm} & T_b := 267 \text{ mm} \\ t_{wb} := 7.6 \text{ mm} & t_{fb} := 13.2 \text{ mm} & g_b := 90 \text{ mm} & Z_b := 51.1989 \text{ in}^3 \end{array}$$

Perno A325N

$$F_{ub} := 120 \text{ ksi} \qquad F_t := 1.5 \cdot F_{ub} \qquad F_v := 0.4 \cdot F_{ub}$$

Acero A992 Gr.50

$$\begin{array}{ll} F_{yb} := 50 \text{ ksi} & F_{yc} := 50 \text{ ksi} \\ F_{ub} := 65 \text{ ksi} & F_{uc} := 65 \text{ ksi} \end{array}$$

Cortante producto del análisis previo es:

$$V_u := 7.8 \text{ kip}$$

1. Máximo momento de la Viga

$$R_y := 1.1$$

$$M_{ps} := 1.1 \cdot R_y \cdot F_{yb} \cdot Z_b$$

$$M_{ps} = (3.098 \cdot 10^3) \text{ in}\cdot\text{kip}$$

Localización de la sección plástica:

$$L_p := 3 \cdot b_{fb} = 19.724 \text{ in}$$

$$L_p := \frac{d_b}{2} = 6.26 \text{ in}$$

Se trabaja con el L_p de menor valor:

$$L_p = 6.26 \text{ in}$$

$$M_{uc} := 205.97 \text{ in}\cdot\text{kip}$$

Dato extraído del análisis en Etabs

2. Parámetros para dimensionar la Platina:

$$b_p := b_{fb} = 6.575 \text{ in}$$

$$g := g_b = 3.543 \text{ in} \quad g = 9 \text{ cm} \quad b_p = 16.7 \text{ cm}$$

Dimensiones asumidas a criterio propio

$$P_{fi} := 1.5 \text{ in} \quad P_{fo} := 1.5 \text{ in} \quad d_e := 1.5 \text{ in}$$

$$P_{fo} = 3.81 \text{ cm}$$

$$h_o := d_b + P_{fo} - \frac{t_{fb}}{2} = 13.76 \text{ in}$$

$$h_1 := d_b - P_{fi} - 3 \cdot \frac{t_{fb}}{2} = 10.24 \text{ in}$$

$$M := h_o \cdot (2 \cdot P_i) + h_1 \cdot (2 \cdot P_t)$$

$$\frac{M}{h_o + h_1} = \frac{2 \cdot \phi \cdot F_t \cdot \pi \cdot d^2}{4}$$

siendo: $\phi := 0.75$

3. Diámetro Requerido para pernos:

$$d_o := \sqrt{\frac{2 \cdot M_{uc}}{\pi \cdot \phi \cdot F_t \cdot (h_o + h_1)}} \quad d_o = 0.201 \text{ in} \quad d_o := \frac{5}{8} \text{ in}$$

4. Verificación a su resistencia a la tracción:

Se usa:

$$d_o = 0.625 \text{ in} \quad A_b := \frac{\pi \cdot d_o^2}{4} \quad A_b = 0.307 \text{ in}^2$$

$$P_t := F_t \cdot A_b \quad P_t = 55.223 \text{ kip}$$

$$M_{np} := 4 \cdot P_t \cdot \frac{(h_o + h_1)}{2} \quad M_{np} = (2.651 \cdot 10^3) \text{ in} \cdot \text{kip}$$

5. Espesor de la Placa Final para que el mecanismo de fluencia no limite la transferencia de momento:

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g} \quad s = 2.413 \text{ in} \quad P_{fi} = 1.5 \text{ in}$$

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left(\frac{1}{P_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} \cdot (h_1 \cdot (P_{fi} + s)) \right) \quad Y_p = 87.523 \text{ in}$$

$$\phi_b := 0.9 \quad F_{yp} := 50 \text{ ksi} \quad F_{up} := 65 \text{ ksi}$$

$$t_{p.resp} := \sqrt{\frac{1.1 \cdot \phi \cdot M_{np}}{\phi_b \cdot F_{yb} \cdot Y_p}} \quad t_{p.resp} = 0.745 \text{ in}$$

6. Espesor de la Platina:

$$t_p := \frac{3}{4} \text{ in} \quad t_p = 0.75 \text{ in} \quad \text{ASTM A572 Gr.50}$$

7. Fuerza de Viga factorizada:

$$F_{fu} := \frac{M_{uc}}{(d_b - t_{fb})} \quad F_{fu} = 17.164 \text{ kip}$$

8. Se verifica el rendimiento de corte de la porción extendida de la placa de extremo:

$$\phi R_{nl} := \phi_b \cdot (0.6 \cdot F_{yp}) \cdot b_p \cdot t_p$$

$$\phi R_{nl} = 133.14 \text{ kip} \quad \phi R_{nl} > \frac{F_{fu}}{2}$$

$$\text{if} \left(\phi R_{nl} > \frac{F_{fu}}{2}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

9. Se comprueba la rotura de la parte extendida de la placa :

$$A_n := \left(b_p - 2 \cdot \left(d_o + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_p$$

$$A_n = 3.806 \text{ in}^2$$

$$F_{fu} = 17.164 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n2} := \phi \cdot (0.6 F_{up}) \cdot A_n$$

$$\phi R_{n2} = 111.328 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n2} > \frac{F_{fu}}{2}$$

$$\text{if} \left(\phi R_{n2} > \frac{F_{fu}}{2}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

10. Se comprueba la resistencia por rotura de los pernos de compresión:

$$n_b := 4$$

$$\phi R_{n3} := \phi \cdot n_b \cdot F_v \cdot A_b$$

$$\phi R_{n3} = 44.179 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n3} > V_u$$

$$\text{if} (\phi R_{n3} > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

11. Comprobación del desgarre de los pernos de compresión:

$$t_p = 0.75 \text{ in}$$

$$t_{fc} = 0.465 \text{ in}$$

$$t = \min(t_p, t_{fc})$$

$$t := t_{fc}$$

$$t = 0.465 \text{ in}$$

$$n_i := 2$$

$$n_o := 2$$

$$R_{nb} := 2.4 \cdot d_o \cdot t \cdot F_{up}$$

$$R_{nb} = 45.295 \text{ kip}$$

$$L_{c.in} := P_{fi} + t_{fb} + P_{fo} - \left(d_o + \frac{1}{16} \text{ in} \right)$$

$$L_{c.in} = 2.832 \text{ in}$$

$$L_{c.out} := d_e - \left(\frac{d_o}{2} + \frac{1}{16} \text{ in} \right)$$

$$L_{c.out} = 1.125 \text{ in}$$

$$comp := 2 \cdot d_o$$

$$comp = 1.25 \text{ in}$$

Para hallar el Rn, se utiliza el Lc solo en el caso de que sea mayor a 2 x do, si no cumple esta condición, se utilizare este último valor.

$$R_{n.in} := L_{c.in} \cdot 1.2 \cdot t_p \cdot F_{up} \quad R_{n.in} = 165.683 \text{ kip}$$

$$R_{n.out} := comp \cdot 1.2 \cdot t_p \cdot F_{up} \quad R_{n.out} = 73.125 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n4} := 4 \cdot \phi \cdot R_{nb}$$

$$\phi R_{n4} = 135.886 \text{ kip}$$

$$V_u = 7.8 \text{ kip} \quad \phi R_{n4} > V_u$$

$$\text{if}(\phi R_{n4} > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

12. Design Welds:

$$D := \frac{0.6 \cdot F_{yb} \cdot t_{wb}}{2 \cdot (1.392 \text{ ksi})} \quad D = 3.224 \text{ in}$$

13. Check the column Flange for Flexural Yielding:

$$d_c := 8 \text{ in} \quad t_{fc} = 0.465 \text{ in} \quad dd := d_c - 2 \cdot t_{fc}$$

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{dd \cdot g} \quad s = 2.503 \text{ in}$$

$$c := P_{fo} + t_{fb} + P_{fi} \quad c = 3.52 \text{ in}$$

$$Y_c := \frac{dd}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot \left(h_1 \cdot \left(s + 3 \cdot \frac{c}{4} \right) + h_o \cdot \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right) + \frac{g}{2}$$

$$Y_c = 95.167 \text{ in} \quad \phi_b = 0.9$$

$$t_{fc.req} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot \phi \cdot M_{np}}{\phi_b \cdot F_{yc} \cdot Y_c}}$$

$$t_{fc.req} = 0.487 \text{ in}$$

$$\text{if}(t_{fc.req} > t_{fc}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

14. Strength of unstiffened Column Flange:

$$\phi M_{cf} := \phi_b \cdot F_{yc} \cdot Y_c \cdot t_{wc}^2 \qquad \phi M_{cf} = 344.108 \text{ in}\cdot\text{kip}$$

$$\phi R_{n5} := \frac{\phi M_{cf}}{d_b - t_{fb}}$$

$$\phi R_{n5} = 28.676 \text{ kip} \qquad F_{fu} = 17.164 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n5} > F_{fu}$$

$$\text{if}(\phi R_{n5} > F_{fu}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

15. Local web Yileding Strength:

$$C_t := 1 \qquad \phi := 1 \qquad N := t_{fb} + 0 \text{ in}$$

$$\phi R_{n6} := \phi \cdot C_t \cdot (6 k_c + N + 2 t_p) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc}$$

$$\phi R_{n6} = 108.978 \text{ kip} \qquad F_{fu} = 17.164 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n6} > F_{fu}$$

$$\text{if}(\phi R_{n6} > F_{fu}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

16. Web Buckling Strength:

$$h := T_c \qquad h = 6.181 \text{ in} \qquad E := 29000 \text{ ksi}$$

$$\phi R_{n7} := \frac{\phi_b \cdot 24 \cdot t_{wc}^3 \cdot \sqrt{E \cdot F_{yc}}}{h}$$

$$\phi R_{n7} = 95.845 \text{ kip} \qquad F_{fu} = 17.164 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n7} > F_{fu}$$

$$\text{if}(\phi R_{n7} > F_{fu}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

17. Web Crippling Strength:

$$F_{yc} = 50 \text{ ksi}$$

$$t_{wc} = 7.2 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.75$$

$$t_{fc} = 11.8 \text{ mm}$$

$$d_c = 203.2 \text{ mm}$$

$$\phi R_{n\delta} := \phi \cdot 0.8 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{N}{d_c} \cdot \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}}$$

$$\phi R_{n\delta} = 81.224 \text{ kip}$$

$$F_{fu} = 17.164 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n\delta} > F_{fu}$$

$$\text{if}(\phi R_{n\delta} > F_{fu}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

EJEMPLO DE DISEÑO PLACA COLABORANTE ACERO DECK: AD - 600

Parámetros de lámina Acero-Deck: AD 600. (De Tabla N° 01)

$Gage = 20$			
$e = 0.09$	cm	:	Espesor de la lámina
$l_{tsd} = 111.68$	cm	:	longitud de la plancha / por el el Ancho Total
$Assd = 10.05$	cm ²	:	Área de acero de la lámina de Acero-Deck
$Isd = 70.73$	cm ⁴	:	Inercia
$Spsd = 21.73$	cm ³	:	Módulo de Sección Superior
$Snsd = 27.68$	cm ³	:	Módulo de Sección Inferior
$Wssd = 10.88$	kgf/m	:	Peso por unidad de longitud de la lámina de acero
$Es = 2,000,00$	kgf/cm ²	:	Modulo de Elasticidad del acero
$W_1 = 100$	kg/m ²	:	Peso por cielo raso
$W_2 = 100$	kg/m ³	:	peso por tabiquería
$t = 14$	cm		
$A_{consd} = 0.104$	m ² /m	:	Área del concreto, De Tabla N°02
$f'_c = 210$	kg/cm ²	:	Resistencia del concreto a la compresión
$\gamma_{con} = 2,400$	kg/m ³	:	Peso específico del concreto
$W_1 = 2,000.00$	kg/m	:	Carga (De Tabla N°02 para Luz Libre de $L_d = 1.50m$)

PLACA COLABORANTE AD-600

Calibre. (Gage)	N°20	N°22	N°18
Espesor	0.90 mm	0.75 mm	1.20 mm
Peralte	60 mm		
Ancho total	920 mm		
Ancho útil	900 mm		
Acabado	galvanizado		
Longitud	A medida		

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO: AD-600

Calibre	W _{Ssd}	I	S _{sup}	S _{inf}
(gage)	(kg/m ²)	(cm ⁴ /m)	(cm ³ /m)	(cm ³ /m)
22	9.12	59.74	18.32	23.3
20	10.88	70.73	21.73	27.68

PROPIEDADES DEL CONCRETO (f'c = 210 kg/cm²) : AD-600

Altura de losa	Volumen de Concreto	Carga Muerta	A _{consd}
t (cm)	M ³ /m ²	Kg/m ²	M ² /m
11	0.074	177.6	0.074
12	0.084	201.6	0.084
13	0.094	225.6	0.094
14	0.104	249.6	0.104
16	0.124	297.6	0.124
15	0.114	273.6	0.114

Table 41 Sobrecargas Admisibles (Kg/m2) con concreto f'c=210 Kg/cm2

Calibre	L: Luz Libre	t = Espesor de la Losa					
Gage	m	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00
22	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1650	1911	2000	2000	2000	2000
	2.25	1243	1445	1647	1849	2000	2000
	2.50	952	1112	1272	1432	1592	1753
	2.75	689	865	995	1124	1253	1382
	3.00	487	661	784	889	995	1101
	3.25	364	475	619	707	794	882
	3.50	254	338	465	562	638	708
	3.75	172	236	334	445	506	568
	4.00	-	157	234	329	401	453
	4.25	-	-	156	231	314	358
4.50	-	-	-	154	228	278	
20	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1962	2000	2000	2000	2000	2000
	2.25	1489	1731	1974	2000	2000	2000
	2.50	1035	1344	1537	1730	1923	
	2.75	731	1025	1213	1369	1526	1682
	3.00	520	741	967	1095	1224	1353
	3.25	368	537	716	882	989	1096
	3.50	277	388	526	694	803	892
	3.75	190	276	384	516	652	728
	4.00	-	190	274	379	505	594
	4.25	-	-	189	273	374	482
4.50	-	-	-	189	270	367	

Fuente: Elaboración Propia

1.- DETERMINACIÓN DE LA DEFLEXIÓN DE LA LÁMINA ACERO-DECK, ACTUANDO COMO ENCOFRADO.

1.1.- Cálculo de la deformación admisible: δ_{adm}

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180}$$

Lsd = 1.5 m

$\delta_{adm} = 0.83$ cm

1.2.- Deformación Calculada: δ_{calc}

Condición de tres ó más tramos

$$\delta_{calc} = \frac{0.0069 \times W d_{sd} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = 0.13 \text{ cm}$$

Verificar lo siguiente:

$$\delta_{calc} \leq \delta_{adm}$$

Por lo tanto:

$$0.11 \leq 0.83 \text{ CUMPLE}$$

2. ESFUERZOS DE TRACCIÓN POR FLEXIÓN EN EL SISTEMA NO COMPUESTO:

2.1. Cálculo de Momentos

Para 3 tramos o más, se escoge el mayor de las siguientes:

$$M_{sd}^+ = 0.20 \times P_{sd} \times L_{sd} + 0.094 \times Wd_{sd} \times L_{sd}^2 \quad \text{ó}$$

$$M_{sd}^+ = 0.096 \times (Wd_{sd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2$$

$$M_{sd}^- = 0.117 \times (Wd_{sd} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2$$

Momentos positivos en el área no compuesta

$$M_{sd+} = 119.89 \text{ Kg-m}$$

$$M_{sd+} = 121.06 \text{ Kg-m OK}$$

Momento negativo en el área no compuesta

$$M_{sd-} = 147.55 \text{ Kg-m OK}$$

2.2. Cálculo de Esfuerzos

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{Sp_{sd}} \times 100 \quad f^- = \frac{M_{sd}^-}{Sn_{sd}} \times 100$$

$$f^+ = 557.13 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^- = 533.04 \text{ Kg/cm}^2$$

Entonces, verificar que:

$$d = 11.13 \text{ cm}$$

$$t_c = 8 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$I_c = \frac{b \times Y_{cc1}^3}{3} + n \times A_{s_{sd}} \times Y_{cs}^2 + n \times I_{sd} \quad Y_{cc1} = d \times \left(\sqrt{2 \times \rho \times n + (\rho \times n)^2} - \rho \times n \right)$$

Reemplazando en formulas:

$$\rho = \frac{A_{s_{sd}}}{b \times d} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$p = 0.00903$$

$$Y_{cc1} = 3.67 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} = 7.45 \text{ cm}$$

$$I_c = 7331.81 \text{ cm}^4$$

3.2.- Cálculo del momento de inercia de la sección transformada no fisurada: I_u (cm⁴)

Datos geométricos del perfil de placa colaborante AD-600:

$$\begin{aligned} t &= 14.00 \text{ cm} \\ d &= 11.13 \text{ cm} \\ C_s &= 30.00 \text{ cm} \\ W_r &= 14.00 \text{ cm} \\ t_c &= 8.00 \text{ cm} \\ h_r &= 6.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$I_u = \frac{b \times t_c^3}{12} + b \times t_c \times (Y_{cc2} - 0.5 \times t_c)^2 + n \times I_{sd} + n \times A_s \times Y_{cs}^2 + \frac{b}{C_s} \times \left\{ w_r \times h_r \left[\frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc2} - 0.5 \times h_r)^2 \right] \right\}$$

$$Y_{cc2} = \frac{0.5 \times b \times t^2 + n \times A_{s_{sd}} \times d - (C_s - w_r) \times b \times \frac{h_r}{C_s} \times (t - 0.5 \times h_r)}{b \times t + n \times A_{s_{sd}} - \frac{b}{C_s} \times h_r \times (C_s - w_r)}$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc2}$$

Reemplazando en formulas:

$$Y_{cc2} = 6.23 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} = 4.90 \text{ cm}$$

$$I_u = 18,259.88 \text{ cm}^4$$

3.3.- Cálculo del Momento de Inercia Efectivo: I_e (cm⁴)

$$I_e = \frac{I_u + I_c}{2}$$

$$I_e = 12,785.84 \text{ cm}^4$$

3.4.- Cálculo del $Y_{prom.}$:

$$Y_{prom} = \frac{Y_{cc1} + Y_{cc2}}{2}$$

$$Y_{prom} = 4.95 \text{ cm}$$

3.5.- Cálculo del Módulo de Sección Inferior del sistema compuesto: S_{ic} (cm³)

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - Y_{prom}}$$

$$S_{ic} = 1,412.59 \text{ cm}^3$$

3.6.- Cálculo de Momentos positivos producidos por la carga muerta y viva sin mayorar en condición de apoyo simple

3.6.1.- Cálculo del Momento producido en la losa por las cargas muertas: M_{dsd} (kgf-m).

$$Md_{sd} = \frac{\Psi \times Wd_{sd} \times L_{sd}^2}{8} \quad \Psi = \quad 0.73$$

$$Md_{sd} = 94.54 \text{ kg-m}$$

3.6.2.- Cálculo del Momento producido en la losa por las cargas vivas: Ml_{sd} (kgf-m).

$$Ml_{sd} = \frac{Wl_{sd} \times L_{sd}^2}{8}$$

$$Ml_{sd} = 562.50 \text{ kg-m}$$

Verificamos:

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{ic}} \times 100 \leq 0.6 \times f_y$$

$$46.51 \leq 2520 \text{ CUMPLE}$$

4.- CONDICIÓN DE MOMENTO ÚLTIMO O RESISTENCIA A LA FLEXIÓN:

4.1.- Cálculo de la Cuantía Balanceada: ρ_b

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{F_y} \times \frac{0.003 \times (t - h_r)}{\left(0.003 + \frac{F_y}{E_s}\right) \times d} \quad \beta_1 = 0.85 \text{ para concretos menores a } 280 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando:

$$\rho_b = 0.01528$$

4.2.- Cálculo del Momento nominal:

Se reconocerá como losas sub-reforzadas a quienes presenten una cuantía, menor que la cuantía balanceada

Teniendo ya calculado la cuantía en el paso 3.1 del ejemplo.

$0.00903 \leq 0.01528$ **CUMPLE**

$$M_n = A_{s_{sd}} \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{A_{s_{sd}} \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

Reemplazando valores:

$$a = 2.36499 \text{ cm}$$

$$M_n = 419,723 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 4,197 \text{ kg-m}$$

4.3.- Cálculo del Momento del Diseño, para falla de Flexión sub-reforzada:

$$M_d = \phi x M_n$$

Reemplazando valores:

$$M_d = 377,751 \text{ kg-cm}$$

$$M_d = 3,777.51 \text{ kg-m}$$

5.- DISEÑO POR CORTANTE:

El área de concreto (A_c) a considerar que contribuye a tomar el cortante es igual al área formada por las áreas sombreadas apreciadas en la **Figura 32**.

5.1.- Cálculo del Cortante Nominal:

$$V_n = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times A_c$$

$$A_c = 700 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 5,376.3 \text{ kgf}$$

5.2- Cálculo del Cortante último a considerar cerca a los apoyos:

$$\underline{V_u} = \frac{\psi \times W d_{sd} \times l_{sd}}{2} + \frac{W l_{sd} \times L_{sd}}{2}$$

Reemplazando valores:

$$V_u = 1,752.11 \text{ kgf}$$

5.3.- Verificación por Cortante:

$$V_u \leq \phi \times V_n \quad \text{Donde: } \phi = 0.85$$

$$\phi \times V_n = 4569.86 \text{ kgf}$$

Luego se comprueba que: $1,752.11 \leq 4,568.86$ **CUMPLE**

6.- ESFUERZO ADMISIBLE A COMPRESIÓN EN EL CONCRETO:

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{cc} \times n} \times 100 \leq S_{adm} = 0.45 \times f'c \quad S_{cc} = \frac{I_{prom}}{Y_{prom}} \quad n = E_s / E_c$$

Reemplazando valores en las fórmulas tenemos:

$$0.45 \times f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{cc} = 2,583.71 \text{ cm}^3$$

$$Md_{sd} + Ml_{sd} / S_{cc} \times n = 2.83 \text{ kg/cm}^2$$

Luego se comprueba que: $2.83 \leq 94.5$ **CUMPLE**

7.- DEFLEXIÓN DEL SISTEMA COMPUESTO:

7.1.- Cálculo de las deflexiones inmediatas debido a cargas propias y cargas vivas:

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{(Wd_{sd} + Wl_{sd}) \times L_{sd}^4}{E_c \times I_e} \times 10^6 \quad E_c = 15000 \times \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 217,371 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta'_{ST} = 0.06 \text{ cm}$$

7.2.- Cálculo de las deformaciones diferidas o deformaciones a largo plazo:

$$\Delta_{LT} = \Delta'_{st} \times \left[2 - 1.2 \times \frac{A'_s}{A_s} \right]$$

A's = Acero de flexión negativa en los apoyos (Acomp) + Acero de temperatura (Atemp)

$$A's = Atemp + Acomp$$

Acomp = En 1 m de ancho de losa entran 6 varillas de 8mm

Atemp = En 1 m de ancho de losa entran 7 varillas de 1/4"

Luego se reemplaza en las fórmulas:

$$As' = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$\Delta_{LT} = 0.08 \text{ cm}$$

7.3. Verificar que la deformación total no exceda la deformación admisible:

$$\Delta_{total} \leq \Delta_{adm} \quad \Delta_{adm} = \frac{L_{sd}}{360} \times 100$$
$$\Delta_{total} = \Delta_{LT} + \Delta'_{st}$$

$$\Delta_{adm} = 0.42 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} = 0.14 \text{ cm}$$

$$\Delta_{adm} = 0.42 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} = 0.14 \text{ cm}$$

Luego se comprueba lo siguiente: $0.14 \leq 0.42$ **CUMPLE**

VI. METRADO

Como el objetivo del proyecto ya visto previamente es efectuar un Análisis Comparativo Presupuestal entre los Diseños en Concreto Armado y en Acero de la Institución Educativa N82629 del Caserío de Totorillas, Distrito de Guzmango – Contumaza – Cajamarca como aporte social, por tal razón es necesario también realizar el metrado de todos los elementos estructurales que conforman nuestros bloques para el diseño de Acero Estructural

Se realizó en una plantilla de Excel los metrados de Materiales para cada elemento estructural para las siguientes partidas:

- Trabajos Preliminares.
- Movimiento de Tierras.
- Obras de Concreto Simple: Solado, Falso piso.
- Obras de Concreto Armado: Zapatas, Vigas de Cimentación, Pedestal de Concreto Columnas, Vigas, Losas aligeradas u/o macizas, Escaleras.
- Estructuras Metálicas: Vigas Perfil H, Columnas Perfil H, Arriostres perfil Tubular Rectangular, Placa Colaborante, Platinas para conexiones, Placas bases, Gusset Plate, soldadura, etc.
- Obras de Albañilería.

Estos datos serán de utilidad para la realización del Presupuesto del bloque F que se podrá apreciar en los Anexos.

Cabe mencionar que los demás bloques fueron trabajados de la misma forma.

A continuación, se presentarán el metrado general del Bloque F:

DESCRIPCIÓN	Und	Elem. Simil.	DIMENSIONES			Nº de	METRADO					Total
			Largo	Ancho	Alto		Lon.	Área	Vol.	Kg.	Und.	
BLOQUE F												
TRABAJOS PRELIMINARES												
LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2											352.32
Modulo y veredas	m2	1	21.63	8.63		1		352.32				
TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2											352.33
Modulo y veredas	m2	1	21.63	8.63		1		352.33				
MOVIMIENTO DE TIERRAS												
EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3											112.50
Zapata 01	m3	12	1.50	1.50	1.30	1			35.10			
Zapata 02	m3	3	1.70	1.70	1.30	1			11.27			
Cimentación VC01 EJE 5-5 y 6-6	m3	2	3.97	0.25	1.40	1			2.78			
Cimentación VC02 EJE: 8-8 y 2-2	m3	4	1.46	0.60	1.50	1			5.26			
Cimentación VC02 EJE: 7-7	m3	2	0.98	0.60	1.50	1			1.76			
Cimentación VC02 EJE: 4-4	m3	2	1.27	0.60	1.50	1			2.29			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 8-8 y 7-7	m3	2	2.31	0.60	1.50	1			4.16			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 7-7 y 6-6	m3	2	2.12	0.60	1.50	1			3.82			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 6-6 y 5-5	m3	2	2.13	0.60	1.50	1			3.83			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 5-5 y 4-4	m3	2	2.35	0.60	1.50	1			4.23			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 4-4 y 2-2	m3	2	1.67	0.60	1.50	1			3.01			
RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)												
Movimiento de tierra: Zapata 01	m3	6	1.50	1.50	1.30	1			17.55			
Descuento de Zapata 01	m3	6	1.50	1.50	0.50	-1			-6.75			
Descuento de Columna 02	m3	2	0.15		0.70	-1			-0.21			
Descuento de Columna 03	m3	4	0.09		0.70	-1			-0.25			
Descuento de Solado	m3	6	1.50	1.50	0.10	-1			-1.35			
Movimiento de tierra: Zapata 02	m3	3	1.70	1.70	1.30	1			11.27			
Descuento de Zapata 02	m3	3	1.70	1.70	0.50	-1			-4.34			
Descuento de Columna 02	m3	2	0.15		0.70	-1			-0.21			
Descuento de Columna 03	m3	4	0.09		0.70	-1			-0.25			
Descuento de Solado	m3	3	1.70	1.70	0.10	-1			-0.87			
Movimiento de tierra: Cimentación VC01	m3	2	3.97	0.25	1.40	1			2.78			
Descuento de cimentación VC1	m3	2	3.97	0.25	0.40	-1			-0.79			
Movimiento de tierra: Cimentación VC02 EJE: 8-8 y 2-2	m3	4	1.46	0.60	1.50	1			5.26			
Descuento de cimentación VC2	m3	4	1.46	0.25	0.30	-1			-0.44			
Movimiento de tierra: Cimentación VC02 EJE: 7-7	m3	2	0.98	0.60	1.50	1			1.76			
Descuento de cimentación VC2	m3	2	0.98	0.25	0.30	-1			-0.15			
Movimiento de tierra: Cimentación VC02 EJE: 4-4	m3	2	1.27	0.60	1.50	1			2.29			

Descuento de cimentación VC2	m3	2	1.27	0.25	0.30	-1			-0.19			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 8-8 y 7-7	m3	2	2.31	0.60	1.50	1			4.16			
Descuento de cimentación VC2	m3	2	2.31	0.25	0.30	-1			-0.35			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 7-7 y 6-6	m3	2	2.12	0.60	1.50	1			3.82			
Descuento de cimentación VC2	m3	2	2.12	0.25	0.30	-1			-0.32			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 6-6 y 5-5	m3	2	2.13	0.60	1.50	1			3.83			
Descuento de cimentación VC2	m3	2	2.13	0.25	0.30	-1			-0.32			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 5-5 y 4-4	m3	2	2.35	0.60	1.50	1			4.23			
Descuento de cimentación VC2	m3	2	2.35	0.25	0.30	-1			-0.35			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 4-4 y 2-2	m3	2	1.67	0.60	1.50	1			3.01			
Descuento de cimentación VC2	m3	2	1.67	0.25	0.30	-1			-0.25			
AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3											16.93
Afirmado Zapata 01	m3	6	1.50	1.50	0.20	1			2.70			
Afirmado Zapata 02	m3	3	1.70	1.70	0.20	1			1.73			
Cimentación VC01 EJE 5-5 y 6-6	m3	2	3.97	0.25	0.20	1			0.40			
Cimentación VC02 EJE: 8-8 y 2-2	m3	4	1.46	0.60	0.20	1			0.70			
Cimentación VC02 EJE: 7-7	m3	2	0.98	0.60	0.20	1			0.24			
Cimentación VC02 EJE: 4-4	m3	2	1.27	0.60	0.20	1			0.30			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 8-8 y 7-7	m3	2	2.31	0.60	0.20	1			0.55			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 7-7 y 6-6	m3	2	2.12	0.60	0.20	1			0.51			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 6-6 y 5-5	m3	2	2.13	0.60	0.20	1			0.51			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 5-5 y 4-4	m3	2	2.35	0.60	0.20	1			0.56			
Cimentación VC02 EJE: B-B y D-D entre 4-4 y 2-2	m3	2	1.67	0.60	0.20	1			0.40			
NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2											210.82
	m2	1	210.82			1		210.82				
ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3											61.10
Movimiento de tierra total	m3	1	112.50			1		112.50				
Relleno con material propio	m3	1	51.71			-1		-51.71				
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE												
SOLADO												
SOLADO e=0.1	m3											3.57
Zapata 01	m3	12	1.50	1.50	0.10	1		2.70				
Zapata 02	m3	3	1.70	1.70	0.10	1		0.87				
FALSO PISO												
CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO: HORMIGON DE 4"	m3											13.64
Falso Piso	m3	1	136.39	0.10	1			13.64				
OBRAS DE CONCRETO ARMADO												

ZAPATAS										
CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3									17.84
ZAPATA 1	m3	12	1.50	1.50	0.50				13.50	
ZAPATA 2	m3	3	1.70	1.70	0.50				4.34	
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2									46.20
Z1										
Encofrado lateral	m2	12	1.50		0.50	4			36.00	
Z2										
Encofrado lateral	m2	3	1.70		0.50	4			10.20	
ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm² GRADO 60	kg									725.40
ZAPATA 1				gancho	empal				kg/m	
Aceros EJE "X", "Y" 22 Ø5/8"	kg	12	1.35		0.00	22	356.40		1.55	552.42
ZAPATA 2				gancho	empal				kg/m	
Aceros EJE "X", "Y" 24 Ø5/8"	kg	3	1.55		0.00	24	111.60		1.55	172.98
VIGAS DE CIMENTACION										
CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3									5.36
VC1	m3	7	4.36	0.25	0.40				3.05	
VC2										
EJE X	m3	10	2.43	0.25	0.30				1.82	
	m3	2	1.76	0.25	0.30				0.26	
EJE Y	m3	2	1.48	0.25	0.30				0.22	
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2									42.88
VC1										
Encofrado lateral	m2	7	4.36		0.40	2			24.42	
VC2 - EJE Y										
Encofrado lateral	m2	2	1.48		0.30	2			1.78	
VC2 - EJE X										
Encofrado lateral	m2	10	2.43		0.30	2			14.58	
	m2	2	1.76		0.30	2			2.11	
ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm² GRADO 60	kg									734.56

VC1				gancho	empal				kg/m			
Acero longitudinal 4 Ø5/8" []	kg	7	6.22	0.60	0.00	4	190.96		1.55	295.99		
Estribos: 36 Und de Ø3/8" en 2 Elem Simil	kg	7	0.98	0.00	0.00	36	246.96		0.56	138.30		
VC2 EJE Y				gancho	empal				kg/m			
Acero longitudinal 4 Ø1/2" []	kg	2	6.22	0.60	0.00	4	54.56		0.99	54.01		
Estribos: 8 Und de 6mm" en 8 Elem Simil	kg	2	0.78	0.00	0.00	8	12.48		0.22	2.75		
VC2 EJE X				gancho	empal				kg/m			
Acero longitudinal 4 Ø1/2" []	kg	2	24.42	0.30	1.00	4	205.76		0.99	203.70		
Estribos: 20 Und de 6mm" en 10 Elem Simil	kg	10	0.78	0.00	0.00	20	156.00		0.22	34.32		
Estribos: 16 Und de Ø1/2" en 2 Elem Simil	kg	2	0.78	0.00	0.00	16	24.96		0.22	5.49		
COLUMNAS												
CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3											2.78
C-3	m3	4	0.35	0.25	6.20				2.17			
	m3	1	0.35	0.25	7.00				0.61			
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2											40.85
C-3												
Encofrado exterior	m2	4	0.25		4.00	1		4.00				
	m2	4	0.25		4.00	1		4.00				
	m2	4	0.25		2.65	1		2.65				
	m2	4	0.25		2.65	1		2.65				
Encofrado interior	m2	4	0.35		4.00	1		5.60				
	m2	4	0.35		2.65	1		3.71				
	m2	4	0.35		4.00	1		5.60				
	m2	4	0.35		2.65	1		3.71				
C-3												
Encofrado exterior	m2	1	0.25		4.10	1		1.03				
	m2	1	0.25		4.10	1		1.03				
	m2	1	0.25		3.40	1		0.85				
	m2	1	0.25		3.40	1		0.85				
Encofrado interior	m2	1	0.35		4.00	1		1.40				
	m2	1	0.35		3.40	1		1.19				
	m2	1	0.35		4.00	1		1.40				
	m2	1	0.35		3.40	1		1.19				
ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm² GRADO 60	kg											271.69
C-3				gancho	empal				kg/m			
Acero Longitudinal 4 Ø1/2" []	kg	1	8.16	0.40	0.00	4	34.24		0.99	33.90		
Estribo: 55 Und de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	1	0.78		0.00	55	42.90		0.56	24.02		

Acero Longitudinal 4 Ø1/2" _____	kg	4	7.36	0.40	0.00	4	124.16		0.99	122.92		
Estribo: 52 Und de Ø3/8" en 4 Elem Simil	kg	4	0.78		0.00	52	162.24		0.56	90.85		
VIGAS DE ESCALERA												
CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm²	m3											3.63
VIGAS PRIMER ENCOFRADO:												
VS1 EN ESCALERA	m3	2	6.50	0.25	0.25				0.81			
VP8	m3	2	2.80	0.25	0.35				0.49			
VV4	m3	1	3.30	0.25	0.25				0.21			
VIGAS ENCOFRADO TECHO:												
VS2 EN ESCALERA	m3	4	2.62	0.25	0.25				0.66			
VS3 EN ESCALERA	m3	2	8.40	0.25	0.20				0.84			
VP8	m3	2	3.60	0.25	0.35				0.63			
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN VIGAS												
VS1 ESCALERA												
Encofrado exterior	m2	2	7.85		0.25	1			3.93			
Encofrado inferior	m2	1	2.62	0.25		4			2.62			
	m2	1	1.30	0.25		2			0.65			
Encofrado interior	m2	1	5.80		0.05	2			0.58			
VP8 - ESCALERA												
Encofrado exterior	m2	1	3.30		0.35	1			1.16			
Encofrado inferior	m2	1	2.80	0.25		2			1.40			
Encofrado interior	m2	1	2.80		0.10	2			0.56			
VV4												
Encofrado exterior	m2	1	3.30		0.25	1			0.83			
Encofrado inferior	m2	1	2.80	0.25		1			0.70			
Encofrado interior	m2	1	2.80		0.05	1			0.14			
VS2 - ESCALERA												
Encofrado exterior	m2	2	2.63		0.20	2			2.10			
Encofrado interior	m2	2	2.78		0.20	2			2.22			
VS3 - ESCALERA												
Encofrado exterior	m2	1	8.90		0.20	4			7.12			
Encofrado inferior	m2	1	6.40	0.25		2			3.20			
VB1 - Y												
Encofrado exterior	m2	1	8.65		0.20	1			1.73			
VB1 - X												
Encofrado exterior	m2	1	4.20		0.20	2			1.68			
ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm² GRADO 60												
	kg											641.56

VS1 EN ESCALERA				gancho	empal			kg/m		
Acero Longitudinal 4 Ø1/2" _____	kg	2	7.77	0.30	0.00	4	64.56	0.99	63.91	
Estribo: 56 Und de Ø3/8" en 2 Elem Simil	kg	2	0.68		0.00	56	76.16	0.56	42.65	
VV4 EN ESCALERA				gancho	empal			kg/m		
Acero Longitudinal 4 Ø1/2" _____	kg	1	3.22	0.30	0.00	4	14.08	0.99	13.94	
Estribo: 22 Und de Ø3/8" en 2 Elem Simil	kg	1	0.68		0.00	22	14.96	0.56	8.38	
VS2 (TAMBIEN EN ESCALERA)				gancho	empal			kg/m		
Acero Longitudinal 4 Ø1/2" _____	kg	5	4.98	0.30	0.00	4	105.60	0.99	104.54	
Estribo: 28 Und de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.68		0.00	28	95.20	0.56	53.31	
Primer Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.75		0.00	2	7.50	0.56	4.20	
Segundo Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.80		0.00	2	8.00	0.56	4.48	
Tercer Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.86		0.00	2	8.60	0.56	4.82	
Cuarto Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.92		0.00	2	9.20	0.56	5.15	
Quinto Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	0.96		0.00	2	9.60	0.56	5.38	
Sexto Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	1.00		0.00	2	10.00	0.56	5.60	
Sexto Estribo Compartido de Ø3/8" en 5 Elem Simil	kg	5	1.06		0.00	2	10.60	0.56	5.94	
VS3 (TAMBIEN EN ESCALERA)				gancho	empal			kg/m		
Acero Longitudinal izq. 4 Ø3/8" _____	kg	5	3.97	0.20	0.00	4	83.40	0.56	46.70	
Acero Longitudinal der. 4 Ø3/8" _____	kg	5	4.57	0.20	0.00	4	95.40	0.56	53.42	
Estribo: 37 Und de Ø6mm en 5 Elem Simil.	kg	5	0.58		0.00	37	107.30	0.22	23.61	
VB - 1 / EJE X				gancho	empal			kg/m		
Acero Longitudinal 4 Ø3/8" _____	kg	2	4.12	0.20	0.00	4	34.56	0.56	19.35	
Estribo: 37 Und. de Ø6mm en 2 Elem Simil	kg	2	0.48		0.00	20	19.20	0.22	4.22	
VB - 1 / EJE Y				gancho	empal			kg/m		
Acero Longitudinal 4 Ø3/8" _____	kg	1	8.57	0.20	0.00	4	35.08	0.56	19.64	
Estribo: 129 Und de Ø6mm en 2 Elem Simil 129	kg	1	0.58		0.00	37	21.46	0.22	4.72	
VP8 - PRIMER ENCOFRADO ESCALERA				gancho	empal			kg/m		
Acero Longitudinal 4 Ø1/2" _____	kg	2	2.50	0.50	0.00	4	24.00	0.99	23.76	
Bastones de refuerzo 4 Ø3/4" _____	kg	2	1.00	0.20	0.00	4	9.60	2.24	21.50	
Estribos: 23 Und de Ø3/8" en 2 Elem Simil	kg	2	0.88		0.00	23	40.48	0.56	22.67	
VP8 - ENCOFRADO TECHO INCLINADO ESCALERA				gancho	empal			kg/m		
Acero Longitudinal 4 Ø1/2" _____	kg	2	3.98	0.50	0.00	4	35.84	0.99	35.48	
Bastones de refuerzo 4 Ø3/4" _____	kg	2	1.00	0.20	0.00	4	9.60	2.24	21.50	
Estribos: 23 Und de Ø3/8" en 2 Elem Simil	kg	2	0.88		0.00	23	40.48	0.56	22.67	

PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO										
CONCRETO EN PEDESTAL F'c=210 KG/CM2	m3									22.81
PEDESTAL	m3	12	0.50	0.50	0.60		1.80			
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL										
PEDESTAL	m2	12	0.50		0.60	4		14.40		14.40
ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60										
PEDESTAL	kg									281.65
					gancho	empal				kg/m
Acero longitudinal 8 Ø5/8" _____	kg	12	1.00	0.21	0.00	8	116.16	1.55	180.05	
Estribos: 9 Und de Ø3/8" en 2 Elem SImil	kg	12	1.68	0.00	0.00	9	181.44	0.56	101.61	
LOSAS ALIGERADAS										
CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3									3.44
LOSA ALIGERADA Y MACIZA PRIMER PISO						Factor h				
PAÑO LOSA MACIZA	m3	1	2.80	1.30	0.2000			0.73		
LOSA TECHO INCLINADO						Factor h				
PAÑO 1	m3	2	2.80	2.80	0.0875			1.37		
PAÑO 2	m3	2	2.80	1.56	0.0875			0.76		
PAÑO 3 / 4	m3	2	0.76	2.80	0.0875			0.37		
PAÑO 5 / 6	m3	2	0.76	1.50	0.0875			0.20		
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS										
PRIMER ENCOFRADO										
Paño de losa en volado	m2	1	2.80	1.30				3.64		
ENCOFRADO TECHO INCLINADO										
Paño de escalera	m2	2	2.80	2.80				15.68		
	m2	2	2.80	1.56				8.74		
	m2	2	0.76	2.80				4.26		
	m2	2	0.76	1.50				2.28		
ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60										
Acero Losa Maciza	kg									216.87
					gancho	empal				kg/m
Acero longitudinal 14 Ø1/2" _____	kg	1	2.75	0.00	0.00	14	38.50	0.89	34.27	
Acero transversal 6 Ø1/2" _____	kg	1	1.250	0.00	0.00	6	7.50	0.99	7.43	

Paños en techo inclinado				gancho	empal			kg/m		
Acero en vigueta 11 Ø3/8" _____	kg	1	4.10	0.20	0.00	11	47.30	0.56	26.49	
Bastón de Acero en vigueta 11 Ø3/8" _____	kg	1	1.900	0.10	0.00	11	22.00	0.56	12.32	
Bastón de Acero en vigueta 11 Ø3/8" _____	kg	1	1.000	0.10	0.00	11	12.10	0.56	6.78	
Acero Negativo de temperatura 16 Ø1/4" _____ (también se está considerando longitud para la losa en volado)	kg	4	8.10	0.00	0.00	16	518.40	0.25	129.60	
LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und									279
LOSA TECHO INCLINADO	und									
PAÑO 1	und	2	2.80	2.80				15.68		141.12
PAÑO 2	und	2	2.80	1.56				8.74		78.62
PAÑO 3 / 4	und	2	0.76	2.80				4.26		38.30
PAÑO 5 / 6	und	2	0.76	1.50				2.28		20.52
CONCRETO LOSA PLACA DECK F'c=210 KG/CM2	m3									49.63
LOSA PRIMER PISO										
Concreto Superior	m3	1	20.82	7.71	0.08			12.84		
Concreto Interior	m3	148	7.71	0.28	0.06			0.01	9.59	
LOSA TECHO INCLINADO										
Concreto Superior	m3	1	21.98	8.89	0.08			15.63		
Concreto Interior	m3	155	8.89	0.28	0.06			0.01	11.57	
MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg									1301.11
MALLA DE ACERO PRIMER PISO				gancho	empal			kg/m		
Acero longitudinal 22 Ø8mm _____	kg	5	7.65	0.00	0.00	22	841.50	0.39	328.19	
Acero Temperatura 43 Ø1/4"	kg	1	20.76	0.00	1.20	43	944.28	0.25	236.07	
MALLA DE ACERO TECHO INCLINADO										
Acero longitudinal 22 Ø8mm _____	kg	5	8.84	0.00	0.00	22	972.40	0.39	379.24	
	kg	1	8.84	0.00	0.00	5	44.20	0.39	17.24	
Acero Temperatura 43 Ø1/4"	kg	1	20.76	0.00	1.20	50	1098.00	0.25	274.50	
	kg	1	20.76	0.00	1.20	5	109.80	0.25	27.45	
	kg	1	20.76	0.00	1.20	7	153.72	0.25	38.43	
ESCALERAS										
CONCRETO EN ESCALERAS F'c=210 KG/CM2	m3									4.80
TRAMO 1										
GARGANTA	m3	1	4.10	1.50	0.15			0.92		
DESCANSO	m3	1	2.15	1.50	0.15			0.48		
PELDAÑOS	m3	12	0.30	1.50	0.16			0.43		

CIMIENTO	m3	1	0.65	1.50	1.20				1.17			
	m3	1	0.20	1.50	0.10				0.02			
TRAMO 1												
GARGANTA	m3	1	2.38	1.50	0.15				0.54			
DESCANSO 1	m3	1	2.15	1.50	0.15				0.48			
DESCANSO 2	m3	1	1.80	1.50	0.15				0.41			
PELDAÑOS	m3	6	0.30	1.50	0.16				0.22			
ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS												
TRAMO 1												
GARGANTA - ENCOFRADO LATERAL	m2	1	4.10		0.30	2			2.46			
GARGANTA - ENCOFRADO INFERIOR	m2	1	4.10	1.50		1			6.15			
PELDAÑOS	m2	1	0.00	1.50	0.16	13			3.12			
DESCANSO 1 - ENCOFRADO LATERAL	m2	1	1.80		0.15	1			0.27			
DESCANSO 1 - ENCOFRADO INFERIOR	m2	1	1.80	1.50		1			2.70			
TRAMO 2												
DESCANSO 1 - ENCOFRADO LATERAL	m2	1	2.20		0.15	1			0.33			
DESCANSO 1 - ENCOFRADO INFERIOR	m2	1	2.20	1.50		1			3.30			
GARGANTA - ENCOFRADO LATERAL	m2	1	2.40		0.30	2			1.44			
GARGANTA - ENCOFRADO INFERIOR	m2	1	2.40	1.50		1			3.60			
PELDAÑOS	m2	1	0.00	1.50	0.16	7			1.68			
DESCANSO 2 - ENCOFRADO LATERAL	m2	1	1.46		0.15	2			0.44			
DESCANSO 2 - ENCOFRADO INFERIOR	m2	1	1.46	1.50		1			2.19			
ACERO EN ESCALERAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60												
TRAMO 1												
				gancho	empal				kg/m			
Acero longitudinal negativo 5 Ø1/2" _____	kg	1	7.30	0.27	0.00	5	37.85		0.99	37.47		
Acero longitudinal positivo descanso 11 Ø5/8" _____	kg	1	2.26	0.21	0.00	11	27.17		1.55	42.11		
Acero longitudinal positivo garganta 11 Ø5/8" _____	kg	1	5.70	0.27	0.00	11	65.67		1.55	101.79		
Acero de temperatura descanso 16 Ø3/8" _____	kg	1	1.48		0.00	16	23.68		0.56	13.26		
Acero de temperatura garganta 35 Ø3/8" _____	kg	1	1.46		0.00	35	51.10		0.56	28.62		
TRAMO 2												
				gancho	empal				kg/m			
Acero longitudinal positivo garganta y descanso 1 - 11 Ø5/8" _____	kg	1	5.02	0.21	0.00	11	57.53		1.55	89.17		
Acero longitudinal positivo descanso 2 - 11 Ø5/8" _____	kg	1	1.91	0.21	0.00	11	23.32		1.55	36.15		
Acero longitudinal negativo descanso 1 - 5 Ø1/2" _____	kg	1	2.60	0.21	0.00	5	14.05		0.99	13.91		
Acero longitudinal positivo garganta y descanso 2 - 5 Ø1/2" _____	kg	1	4.32	0.21	0.00	5	22.65		0.99	22.42		

Acero de temperatura descanso 1 - 18 Ø3/8"	kg	1	1.48		0.00	18	26.64		0.56	14.92		
Acero de temperatura garganta y descanso 2 - 31 Ø3/8"	kg	1	1.46		0.00	31	45.26		0.56	25.35		
OBRAS DE ALBAÑINERIA												
MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE F - ESCALERA												
LADRILLO 24X12X6 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und											3486.14
Muro cuadrado 1er Piso Eje 3-3 y 2-2	und	2	2.62		2.90	2						1592.10
Muro cuadrado 2do Piso Eje 3-3 y 2-2	und	2	2.62		2.90	2						1592.10
Muro triangular Eje 3-3 y 2-2	und	2	1.44			2						301.95
MORTERO JUNTA: 1.5 cm												
MORTERO JUNTA: 1.5 cm	m3											3.08
Volumen del muro 1er piso cuadrado Eje 3-3 y 2-2	m3	2	2.62	0.12	2.90	2			3.65			
Volumen del muro 2do piso cuadrado Eje 3-3 y 2-2	m3	2	2.62	0.12	2.90	2			3.65			
Volumen del muro triangular Eje 3-3 y 2-2	m3	2	1.44		0.12	2			0.69			
Volumen total del ladrillo Eje 3-3 y 2-2	m3	3486	0.24	0.06	0.12	-1			-6.02			
ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS												
ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg								kg/m			71.68
Muro cuadrado 1er Piso Eje 3-3 y 2-2	kg	4	0.50			32	64.00		0.56			35.84
Muro cuadrado 2do Piso Eje 3-3 y 2-2	kg	4	0.50			32	64.00		0.56			35.84
MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1:4												
MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1:4	m2											100.40

ITEM	Seccion	Numero	Longitud (m)	Ancho (m)	UN D	Material	Cant.	Area		Peso			Estructura ligera <18kg/m	Estructura liviana (>18 kg/m y <=30 kg/m)	Estructura mediana (>30 kg/m y <=90 kg/m)	Estructura mediana (>90 kg/m)	TOTAL
								m2	kg/m2	Unidad (KG/m)	del elemento (kg)	Total (kg)					
1	ESTRUCTURAS METÁLICAS																
1.1	PLACA BASE																
1.1.1	Suministro e Instalacionn de Placas Base 1"				pza												
	Pernos A36 de 1/5" L: 0.36 m	12			und	STEEL A36	6					72.00	72.00				
	Tuerca de anclaje	12			und	STEEL A36	6					72.00	72.00				
	Plancha base de 1" - 0.40 x 0.40 m	12			und	STEEL A36	1					12.00	12.00				
1.1.2	Soldeo con Electro E70XX				kg												1.3 kg
	Electrodo E70XX 5mm	1	1.08		kg	E70XX				(A1+A2)*L*g/c *0.1		1.3					
1.2	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS																
1.2.1	Suministro e Instalacionn de columnas W8X28				ton												3.45 ton
	W8X28 1er Piso	12	3.20		kg	STEEL A 992-50	1			41.8	133.76	1754.40			3453.97		
	W8X28 2er Piso	12	3.10		kg	STEEL A 992-50	1			41.8	129.58	1699.57					
1.3	VIGAS METALICAS																
1.3.1	Suministro e Instalacionn de Vigas Metalicas W6X12				ton												5.3 ton
	Viga W6X12 Secundaria 1er Piso	30	3.96		kg	STEEL A 992-50	1			18	71.32	2139.59					
	Viga W6X12 Secundaria 2er Piso	35	3.96		kg	STEEL A 992-50	1			18	71.32	2496.19		5306.50			
	Viga W6X12 Volado "X" 2do Piso	7	0.90		kg	STEEL A 992-50	1			18	16.15	113.05					

	Viga W6X12 Volado "Y" 2do Piso	1	8.64	kg	STEEL A 992-50	1		18	155.52	155.5 2					
1.3.2	Conexión a corte platina 1/3"			pza											
	Platina de 1/3" 6x10 cm	144		und	STEEL A 992-50	1				144.0 0	144.00				144 und
	Pernos A325N de 1/2" - Agrandada	144		und	STEEL A325 -N	2				288.0 0	288.00				288 und
1.3.3	Suministro e Instalacionn de Vigas Metalicas W12X35			ton											6.68 ton
	Viga Principal 1er Piso	6	6.06	kg	STEEL A 992-50	1		52.2	316.33	1897. 99					
	Viga Principal 1er Piso Pasadizo	6	1.45	kg	STEEL A 992-50	1		52.2	75.69	454.1 4			6681.64		
	Viga Principal 2er Piso	6	6.06	kg	STEEL A 992-50	1		52.2	316.33	1897. 99					
	Viga Principal 2er Piso Volado	12	2.58	kg	STEEL A 992-50	1		52.2	134.68	1616. 11					
1.3.4	Conexión a corte platina 1/2"			pza											
	Platina de 1/2" 7x19 cm	24		und	STEEL A 992-50	1				24.00	24.00				24 und
	Pernos A325N de 5/8" - Agrandada	24		und	STEEL A325 -N	3				72.00	72.00				72 und
1.3.6	Conexión a momento platina 3/4"														
	Platina de 3/4" 17x47 cm	18		und	STEEL A 992-50	1				18.00	18.00				18 und
	Pernos A325N de 5/8" - Agrandada	18		und	STEEL A325 -N	8				144.0 0	144.00				144 und
1.3.5	Soldeo con electro E70XX			kg											12.4 kg
	Electrodo E70XX		22.58	kg	E70XX				(A1+A2)*L*g/c *0.1	12.4					
1.4	ARRIOSTRES														
4.1	Instalacion de Gusset Plate			ton											0.63 ton

	Gusset Plate Extendida	8			und	STEEL A36	1	1.9 2	196. 25			376.8 0	628				
	Gusset Plate Esquinada	16			und	STEEL A36	1	1.2 8	196. 25			251.2 0					
4.2	Suministro e Instalacion de Arriostres				ton												1.36 ton
	HSS 3.5"x3.5"x0.31" Eje "Y"	4	3.09		kg	STEEL A 992-50	2			18.9	58.39	467.1 3	1360.42				
	HSS 3.5"x3.5"x0.31" Eje "X"	4	3.93		kg	STEEL A 992-50	2			18.9	74.36	594.8 7					
4.3	Soldeo Colaborante AD600				kg												49 kg
	Electrodo E70XX		44.03		kg	E70XX						(A1+A2)*L*g/c *0.1 49					
1.5	LOSA COLABORANTE																
1.5.1	Placa colaborante AD600																
1.5.1	Plancha Metalica				m2												362.04 m2
	Placa metálica AD-600 1er Piso	1	20.81	7.80	m2	STEEL A36	1	162 .3									
	Placa metálica AD-600 2do Piso	1	21.81	8.80	m2	STEEL A36	1	191 .9									

VII. PRESUPUESTO DISEÑO ACERO ESTRUCTURAL

Después de calcular los Metrados de materiales para la estructura del Bloque F, se procedió a realizar los cálculos de los costos unitarios para cada partida considerada en el metrado, luego se calcula el presupuesto por medio del programa **S10 Costos y Presupuestos**. En los **ANEXOS H** se puede observar el Presupuesto completo para el Bloque F, y de igual manera para los demás Bloques del Colegio.

Luego se calcula el presupuesto total del proyecto para material de Acero Estructural como se puede observar a continuación:

Table 42 Resumen de Presupuesto de Acero

	PRESUPUESTO
BLOQUE A	S/53,881.65
BLOQUE B	S/93,351.10
BLOQUE C	S/67,082.63
BLOQUE D	S/80,557.22
BLOQUE E	S/37,784.59
BLOQUE F	S/219,031.06
BLOQUE G	S/115,561.06
BLOQUE H	S/194,686.39
BLOQUE I	S/37,784.59
BLOQUE J	S/296,535.09
COSTO TOTAL PROYECTO	S/1,196,255.36

Fuente: Elaboración Propia

El costo total del proyecto es de **1,196,255.36** nuevos soles para material estructural de Acero, en el siguiente capítulo se realizará la comparación de ambos presupuestos.

CAPITULO IV: ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL

1. COMPARACION TECNICA FINANCIERA:

1.1 Aspecto Técnico:

El sector de la construcción en el Perú se ha limitado durante años al método tradicional, por medio de ladrillos unidos con mortero (albañilería confinada), pórticos de concreto armado, losas de concreto con acero de refuerzo. Hace ya algunos años en algunos grandes proyectos se ha venido realizando en un método de construcción mucho más moderno nacido en Estados Unidos, la construcción liviana por Acero Estructural, en este la estructura se compone por perfiles de Acero prefabricados, y las cubiertas son hechos por láminas de fibrocemento más conocidos como “drywall”

Desde Varios puntos de vista, la construcción en Acero supera a la construcción tradicional según muchos artículos Internacionales. Estas en materia de seguridad poseen un sistema totalmente solido que soporta alta carga lateral. Por el lado de dinámica estructural la edificación tradicional es mucho más vulnerable al sismo debido a que poseen mayor peso y estará sometido a mayores fuerzas laterales a diferencia de la estructura en acero. Por otro lado, el tiempo de construcción para un proyecto con perfiles de acero es mas bajo, ya que estos son perfiles prefabricados y estos van ensamblados o conectados por tornillos y soldadura, de esta manera la estructura estaría lista para comenzar con los acabados en menos tiempo de lo que tardaría una de concreto armado.

1.2 Aspecto Financiero:

A pesar que la comparación entre ambas estructuras, técnicamente hablando es más favorable la de acero estructural, sin embargo, en el Perú este no es el mismo caso en el aspecto financiero.

Se comento que las estructuras de Acero se componen por medio de perfiles tipo H, tubulares, C, T o L, prefabricados, pero esto último solo se aplica en países donde se fabrican los perfiles completos a pedido del cliente. En el Perú es diferente, no se encuentran muchos lugares donde te fabriquen los perfiles estructurales, si no lo mas optimo es pedir por medio de planchas del tipo de acero necesario para luego ensamblarlas y formen el perfil solicitado.

Esto influye mucho, ya que por tal razón en el Perú no se realizan muchas obras compuestas en su estructura por solo material de Acero, por ende, los proyectos realizados en Acero estructural, salen en presupuestos más altos que por el método tradicional de construcción.

2. COMPARACION A NIVEL DE PRESUPUESTO:

El presupuesto para el proyecto construido en Concreto Armado seria de **S/1,128,958.78**.

El Presupuesto del proyecto construido en Acero Estructural (ASTM A992, ASTM A36), asciende al monto de **S/1,196,255.36**, es decir un 5.88% más costoso que el proyecto construido por el sistema tradicional.

Se observará en la siguiente Tabla la comparación entre ambos presupuestos:

Table 43 COMPARACION PRESUPUESTAL

ITEM	DESCRIPCION	COSTOS EN CONCRETO ARMADO	COSTOS EN ACERO ESTRUCTURAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES	S/ 11,594.69	S/13,455.63
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS	S/ 81,997.63	S/85,525.59
3	OBRAS CONCRETO SIMPLE	S/ 138,676.40	S/42,827.11
4	OBRAS CONCRETO ARMADO	S/ 747,240.20	S/457,734.76
5	ESTRUCTURAS METALICAS	-	S/557,384.70
6	OBRAS DE ALBAÑILERIA	S/ 149,449.86	S/39,327.56
Costo Directo de Ejecución de Obra		S/ 1,128,958.78	S/1,196,255.36

Fuente: Elaboración Propia

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Las columnas en el diseño de Concreto Armado, se trabajaron con secciones en T y L, esto por motivo a que al momento de calcular las derivas en el primer análisis de la edificación, estas no cumplían con el mínimo dado por la Norma de Sismorresistente; que indica que el límite para los desplazamientos de entrepiso para estructuras de concreto debe ser menor a 0.007, como solución se ampliaron las dimensiones en el eje donde en el parámetro indicado, no cumplía.
- Para el diseño estructural de nuestras vigas principales, el cálculo indicaba que se debía realizar un diseño doblemente reforzado o de lo contrario aumentar el peralte, se optó por el cálculo de doble refuerzo, con el objetivo de no variar las dimensiones y apearnos lo más posible a los planos de arquitectura.
- Para el diseño en Acero Estructural, la revisión de los desplazamientos laterales del colegio en estudio en ambas direcciones de análisis “X” y “Y”, nos reveló que los resultados obtenidos son aceptables permitiendo un buen funcionamiento y brindando seguridad ante la actuación de un sismo ya que cumple con lo establecido en el art. 15 del RNE E-030, el cual indica que el límite para desplazamiento de entrepiso para estructuras de acero es menor a 0.01.
- Mediante el estudio y la aplicación de las especificaciones AISC LRFD, se cumplió de manera óptima con el diseño de conexiones en acero, tales como uniones columnas-viga, viga-viga y columna-cimentación (placa base) y arriostres (gusset plate). Se analizaron conexiones a corte en la mayoría de las uniones ya que los momentos eran muy pequeños y este tipo de conexiones cumplían eficientemente con su objetivo, sin embargo, en los voladizos se diseñaron conexiones a momento permitiendo un movimiento lo suficientemente dúctil, capaz de desarrollar su capacidad resistente sin que presente un fallo prematuro motivado por una deformación excesivas.
- Así mismo, debido a la demanda de esfuerzos que transmiten las columnas a la placa base, se ha optado por colocar barras de anclaje de alta resistencia A36, con una longitud de 14 pulg, para evitar que las barras fallen por desgarramiento y cortante del concreto del pedestal.
- Se realizó un análisis comparativo del bloque F donde uno se trabajó con una inclinación en la losa de techo y el otro se analizó de manera convencional, sin inclinación. Los resultados

obtenidos brindaron la información de que la diferencia de derivas entre ambos diseños era tan mínima que no afectaría en los resultados siguientes si se elegía uno u otro para su diseño. Por lo tanto, por motivos de practicidad se eligió trabajar con el modelo de losa no inclinada.

- Para el cálculo del presupuesto, se realizó el metrado de los materiales y el cálculo de costos unitarios correspondientes para cada bloque de la Institución Educativa N82629 del Caserío de Totorillas, Distrito de Guzmango – Contumaza – Cajamarca, respetando siempre las partidas impuestas por el Reglamento Nacional de Edificaciones, se llegó a la conclusión, que el monto total del proyecto para el diseño de concreto armado es de S/ 1,128,958.78. Por otro lado, para el material de acero, de igual manera se realizó el metrado de materiales y el cálculo de costos unitarios correspondientes para cada bloque, obteniendo como monto total del proyecto para el diseño en Acero Estructural de S/1,196,255.36.
- Por último y más importante la edificación realizada por Concreto armado como material estructural, genera una diferencia a favor de S/ 67,296.58 nuevos soles, esto daría como resultado que este diseño es más viable económicamente hablando para la construcción del colegio. Por lo tanto, en la hipótesis donde se afirmaba que el costo del Concreto armado sería más económico que el de acero, se llegó a cumplir. Sin embargo, se tiene que tener en cuenta, aunque el acero estructural presente costos más elevados que una estructura en concreto armado, este primero brindará más beneficios que contrarrestan la desventaja de su precio, la rapidez del armado de las estructuras metálicas, su resistencia, entre otros.

Recomendaciones:

1. A pesar que se llegó a la conclusión que el diseño en concreto es más barato al de acero en nuestro país, eso no quita el hecho que, a nivel internacional, esta construcción es más económica y de rápida ejecución, por lo que recomendamos que el uso de este material en la industria de la Construcción a nivel Nacional sea impulsado desde la formación profesional, de esta manera despertaría el interés sobre los futuros profesionales.
2. Se recomienda a las instituciones encargadas de llevar la educación de la carrera Ingeniería Civil, exigirles que estos fomenten a los nuevos estudiantes el uso de técnicas modernas en el sector de la construcción para que así puedan estar más familiarizados con la realidad.
3. Recomendamos que se propongan temas de tesis e investigaciones que estén más orientados a lo que es el diseño en Acero, de esta forma pueda tener mayor aceptación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- NORMA TECNICA E - 030 (2014), “Diseño Sismorresistente”, Lima – Perú.
Obtenido de: <https://www.igp.gob.pe>
- NORMA TECNICA E – 020 (2006), “Cargas”, Lima – Perú.
Obtenido de: <https://www.igp.gob.pe>
- NORMA TECNICA E – 060, “Concreto Armado”, Lima – Perú.
Obtenido de: <https://www.igp.gob.pe>
- NORMA TECNICA E – 070, “Albañilería Confinada”, Lima – Perú.
Obtenido de: <https://www.igp.gob.pe>
- AISC 360 -10 (2010), “Instituto Americano de Construcción en Acero”, Estados Unidos.
Obtenido de: <https://ingenieriaverdad.wordpress.com/2016/10/02/aisc-360-16/>
- Diseño Estructural en Acero (2004), Ing. Luis Zapata Baglieto, Lima – Perú.
- AISC - Guía de Diseño en Acero (2006), “Base Plate and Anchor Rod Design”, Segunda Edición, Estados Unidos.
- Manual Técnico Acero Deck (2016) “Uso de Placas Colaborantes para losas de entrepiso”, Lima – Perú.
- Diseño de Contraviento y Placas Gusset de conexión (2017), Roberto Aguiar, Fernando del Castillo, Verónica Ávila, Henry Coyago, Atalo Cedeño, Quito – Ecuador.
- RNE. (2017). Reglamento Nacional de Edificaciones, 11ra Edición, Megabyte S.A.C, Lima-Perú.
- Condori Montero, Jorge Fernando. (2013). Tesis: Diseño de una Vivienda Multifamiliar de dos niveles empleando Acero Estructural en el Distrito de Cajamarca.”, Cajamarca. Perú.
- Vera Nuñuvero, Arturo. (2016). Tesis: “Diseño de un Edificio Multifamiliar de cuatro pisos en Estructura de acero y entrepisos de concreto” Lima. Perú.
- Marco Andrés, Ortiz Tito (2016). Tesis: “Conexiones Empernadas en Estructuras de Acero para Edificación” Lima. Perú.

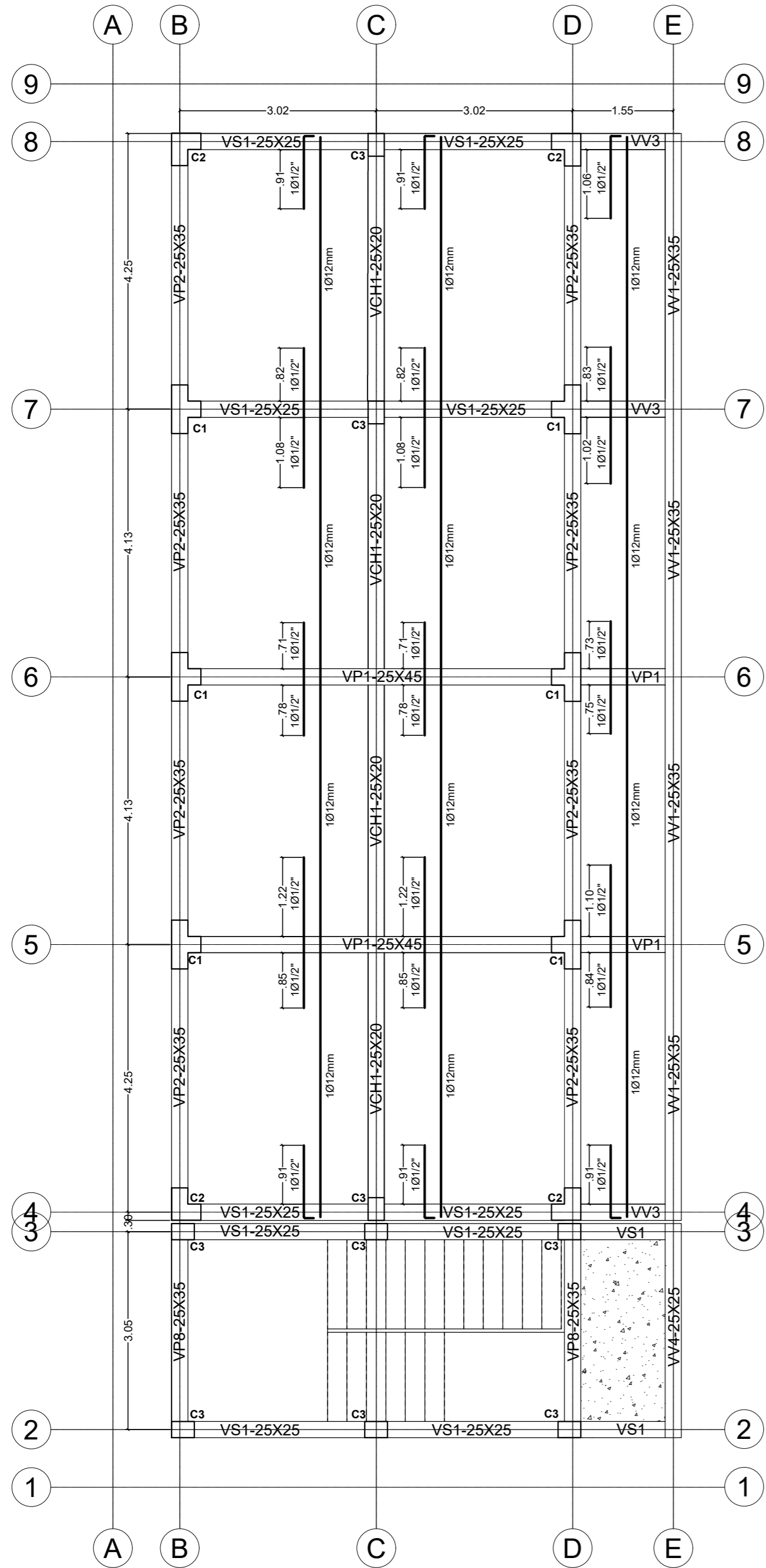
- Calizaya-Vera, Ricky. (2017) Tesis: “Análisis de Costo-Tiempo entre Edificación Aperturada de Concreto y en Acero A36, Pabellón 3a c.e. 14753”. Piura. Perú.
- Ing. Carlos Chazaro Rosario. (2018) Diseño de Conexiones. Gerdau Corsa. México.
- Precios de elementos complementarios de la estructura, consultada el 27 de enero del 2021 de: <http://www.peru.generadordeprecios.info/>

ANEXOS

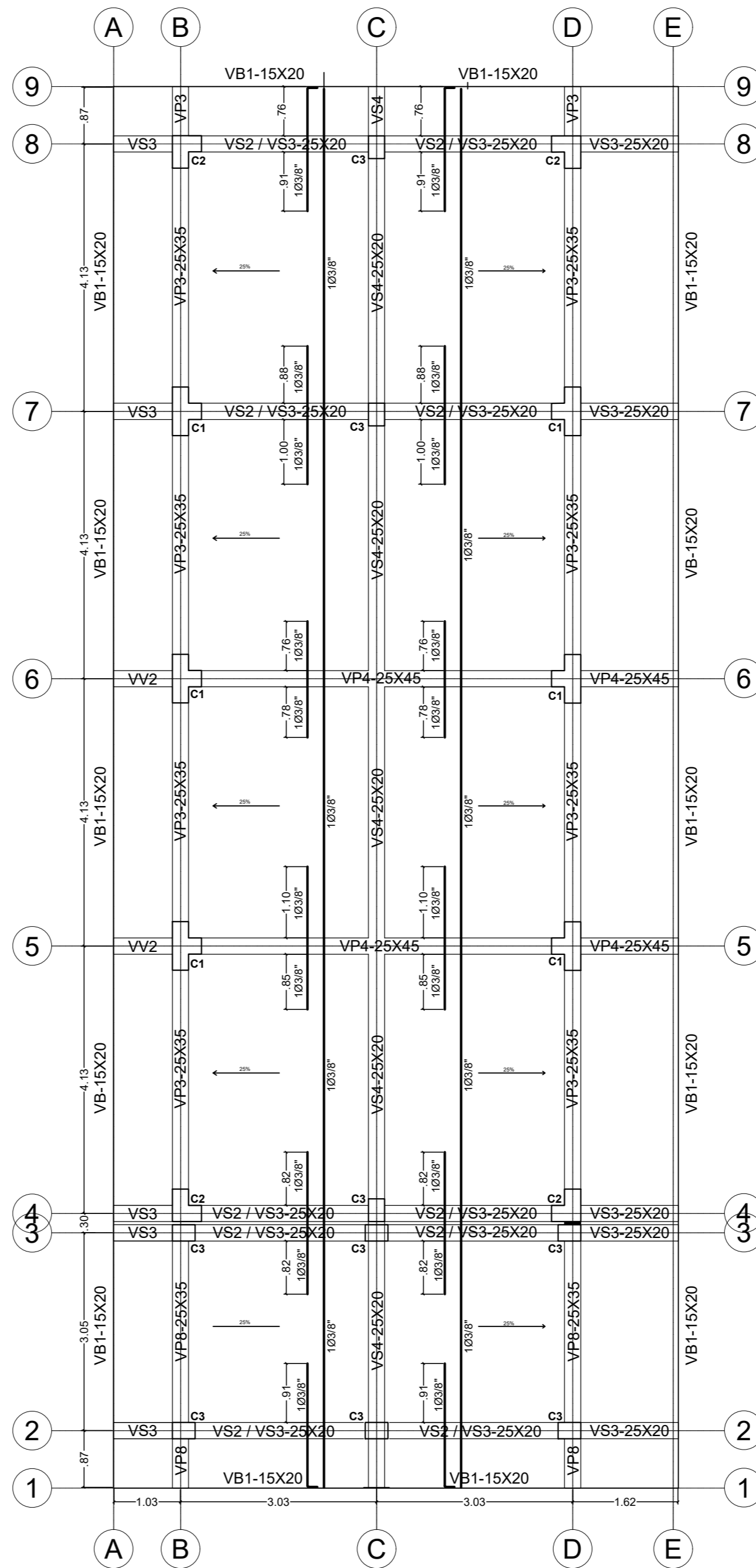
A continuación, se presentará los planos estructurales, el resumen de metrado de cada bloque, costos unitarios y los presupuestos obtenidos para cada diseño.

ANEXO A

Planos del proyecto, Diseño en Concreto Armado

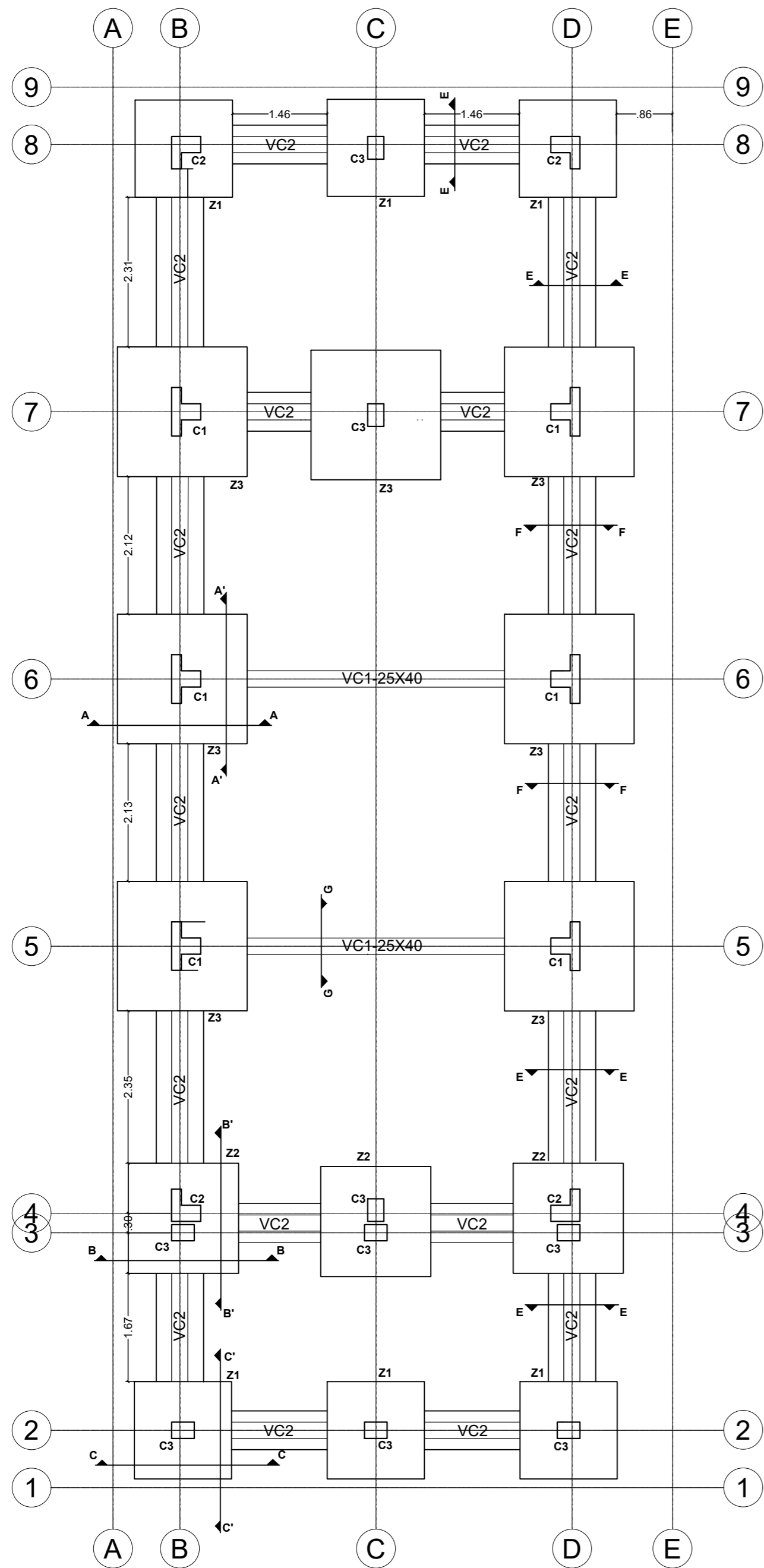


ENCOFRADO TECHO PRIMER PISO BLOQUE H

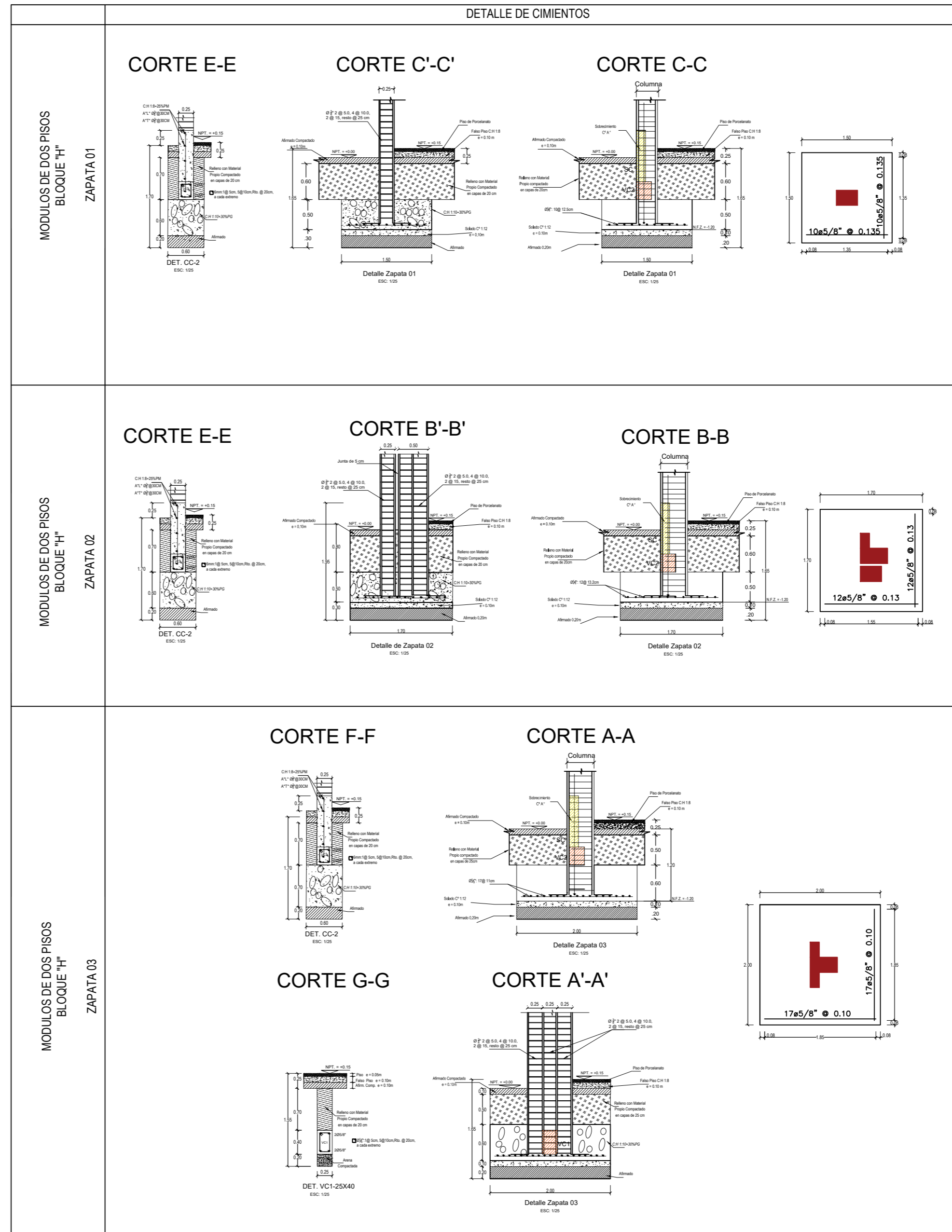


ENCOFRADO TECHO INCLINADO BLOQUE H

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO Facultad de Ingeniería	
Tesis: LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN	PLANO ENCOFRADOS DE BLOQUE H, MODULO DE 2 PISOS, CONCRETO ARMADO
Título de Tesis: "ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE SOCIAL"	Escala: 1:50 EC-01



CIMENTACION



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
Facultad de Ingeniería

Tesisistas:
LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN
BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN

PLANO DE CIMENTACION
DE BLOQUE H, MODULO DE 2 PISOS,
CONCRETO ARMADO.

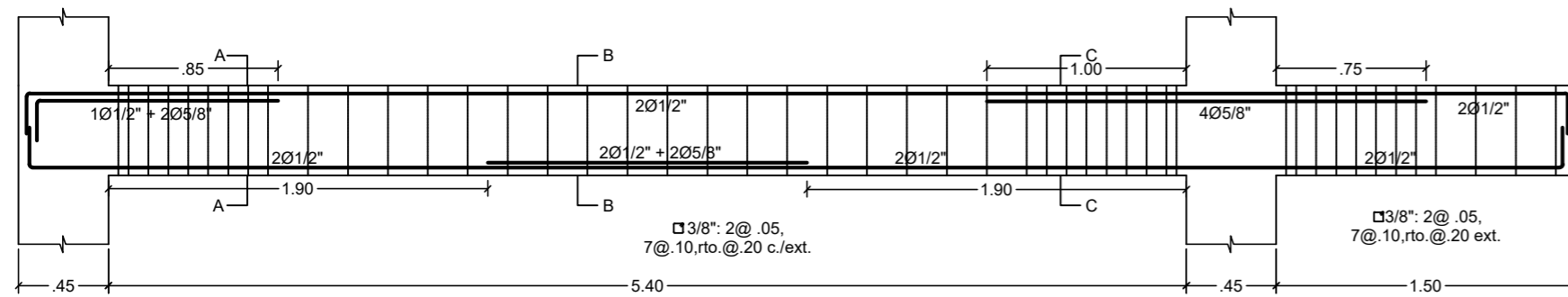
Título de Tesis:
"ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO
ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO
TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE
SOCIAL"

Escala:

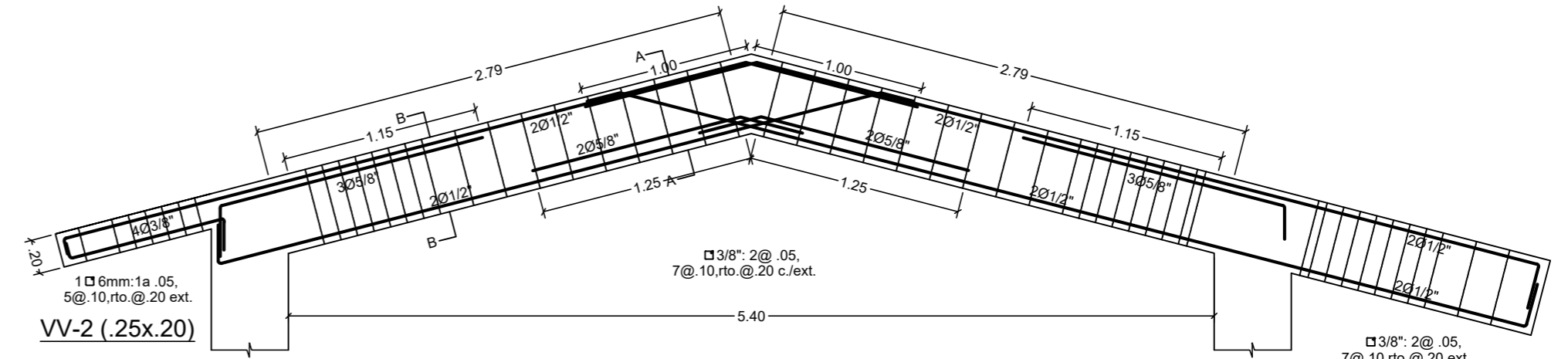
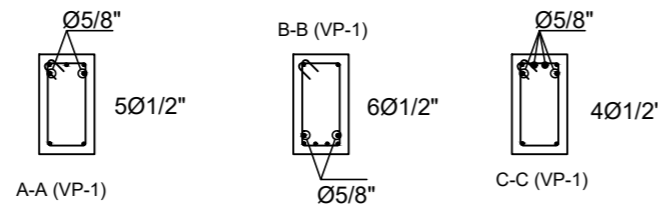
1:50

EC-02

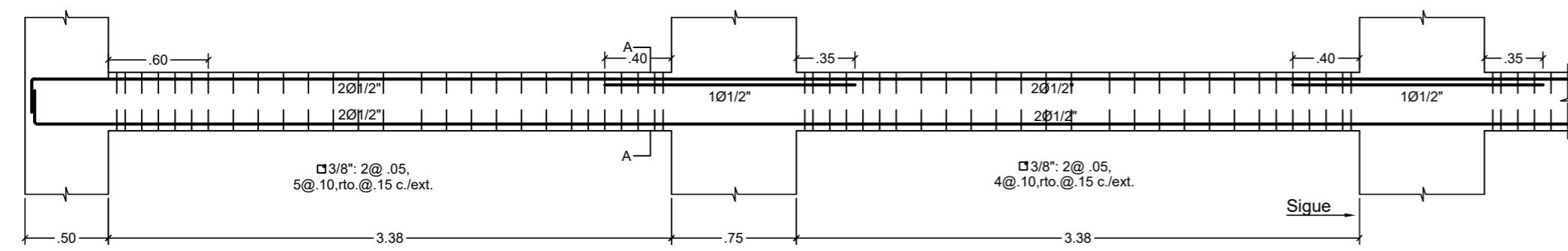
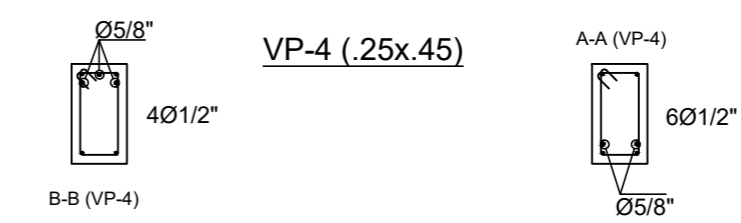
DETALLES DE VIGA MODULO DE DOS PISOS



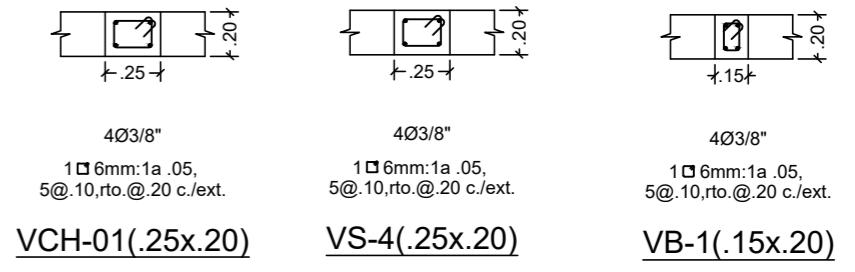
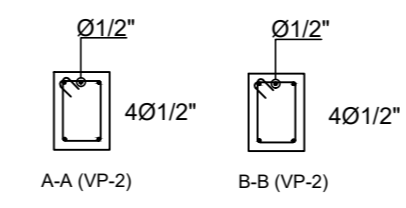
VP-1 (.25x.45)



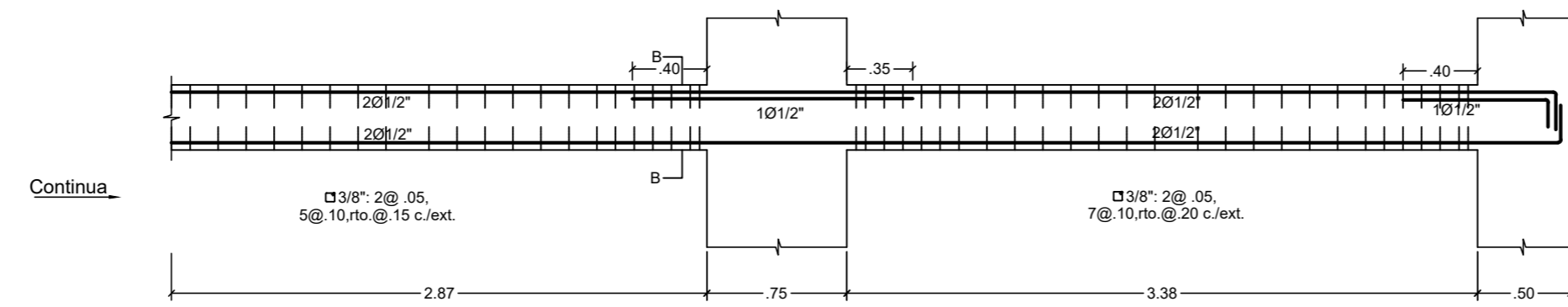
VP-2 (.25x.20)



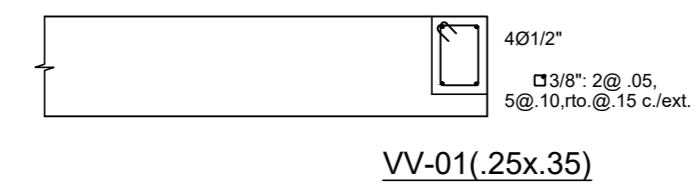
VP-2 (.25x.35)



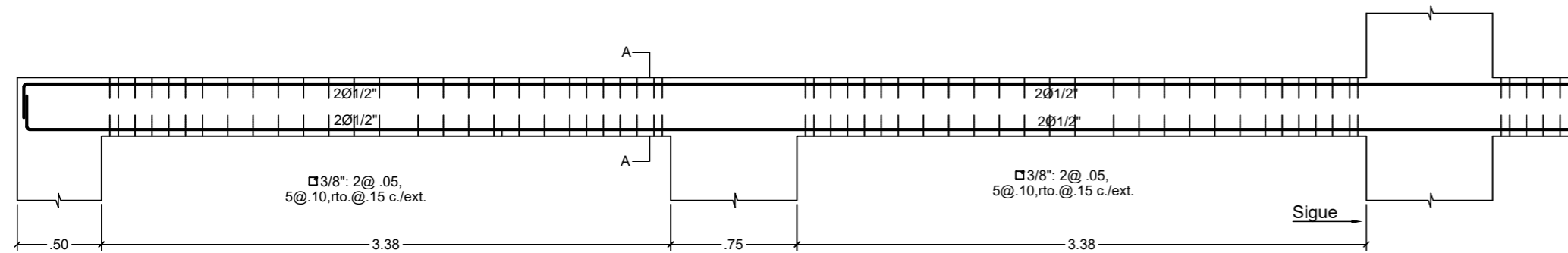
VCH-01 (.25x.20) VS-4 (.25x.20) VB-1 (.15x.20)



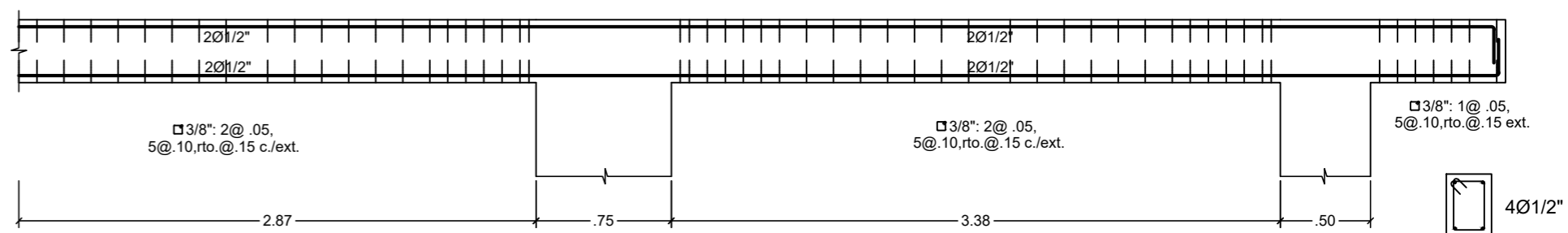
Continúa



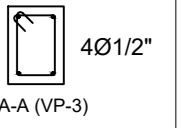
VV-01 (.25x.35)



VP-3 (.25x.35)

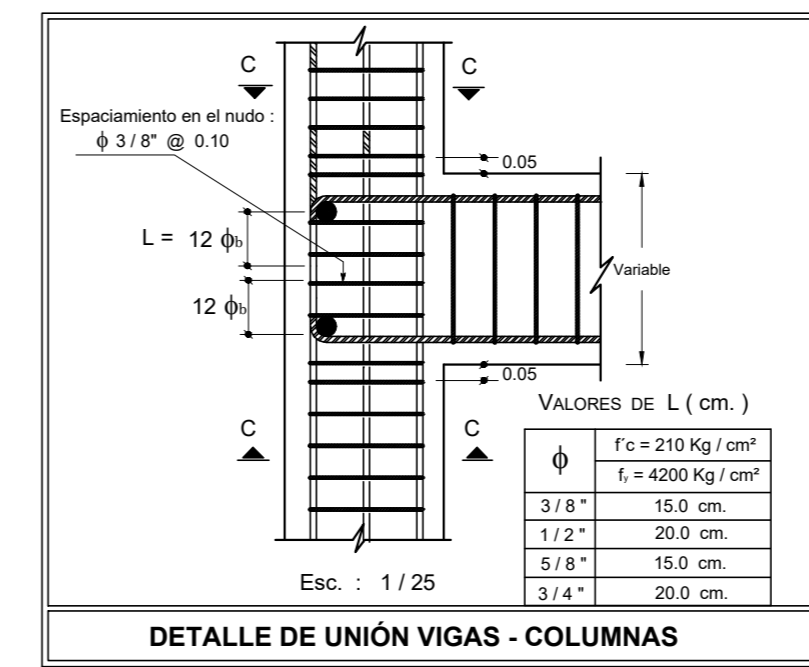


Continúa



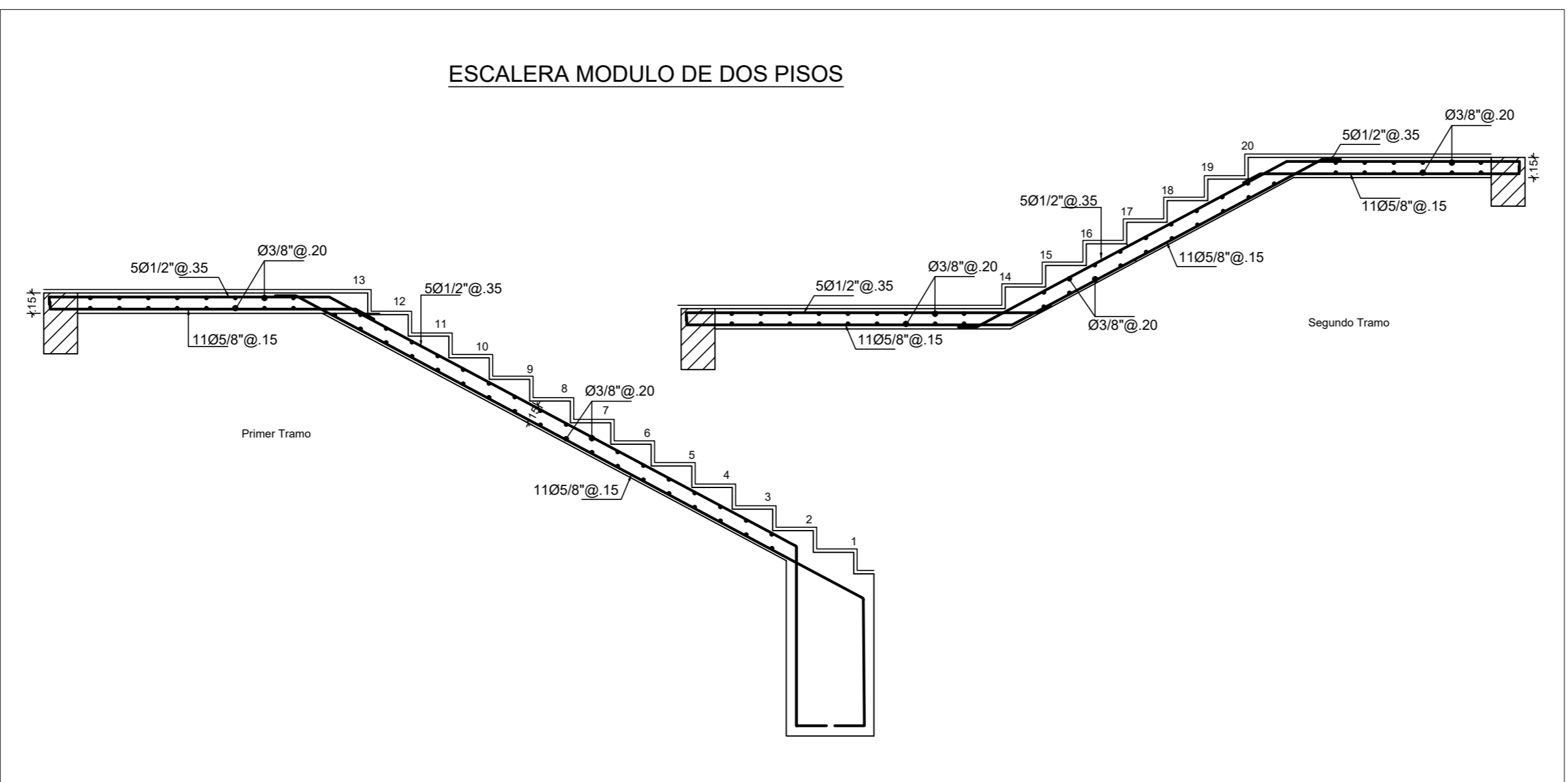
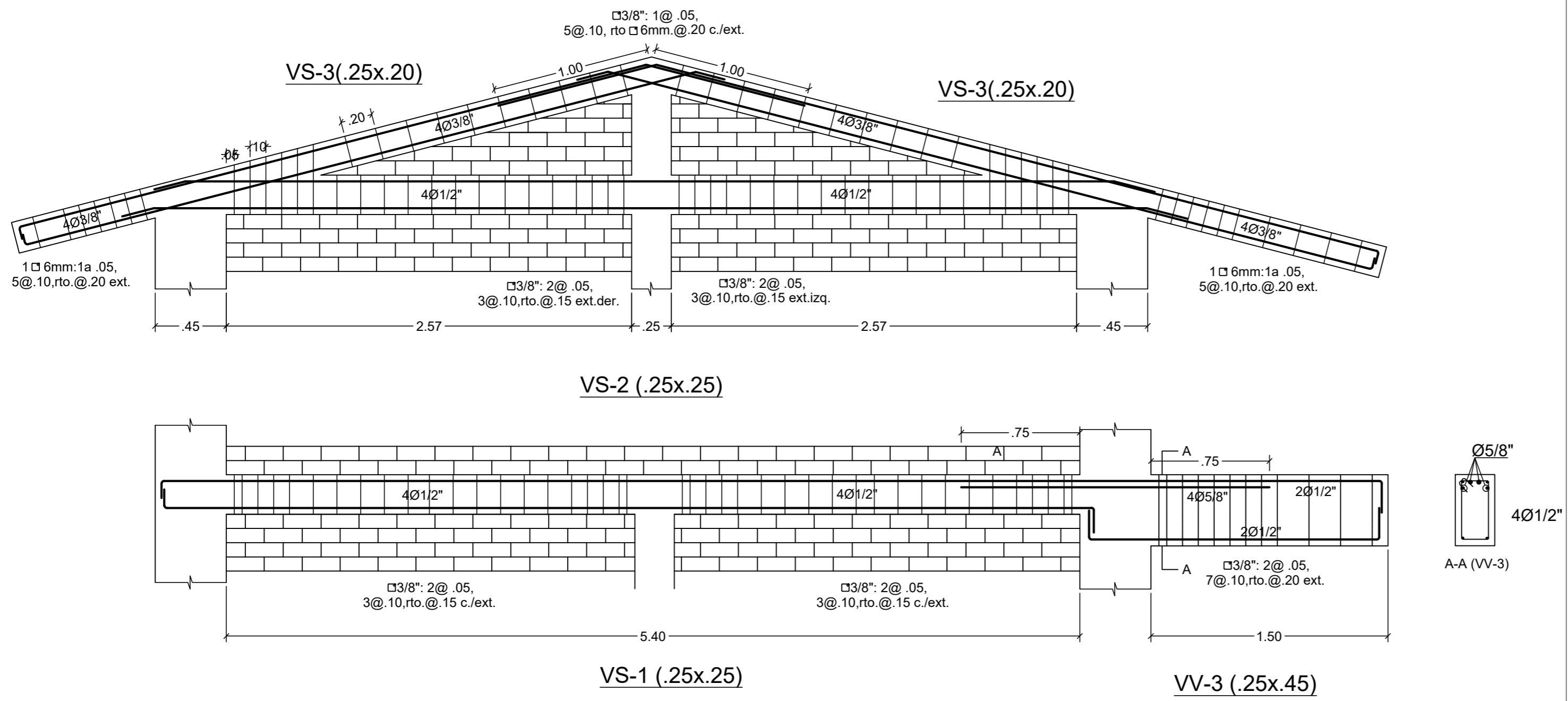
A-A (VP-3)

PISO	CUADRO DE COLUMNAS			
	CARACTERÍSTICAS	C1	C2	C3
1	NOMBRE	C1	C2	C3
	DIMENSIONES	0.45x0.75 m	0.45x0.50 m	0.25x0.25 m
	DISTRIBUCION	12 Ø 5/8"	8 Ø 1/2" + 4 Ø 5/8"	4 Ø 1/2"
	AREA DE ACERO	23.76 cm ²	18.08cm ²	5.08 cm ²
	CONFINAMIENTO	Ø 3/8" 2 @ 5.0, 4 @ 10.0, 2 @ 15, resto @ 25 cm	Ø 3/8" 2 @ 5.0, 4 @ 10.0, 2 @ 15, resto @ 25 cm	Ø 3/8" 2 @ 5.0, 4 @ 10.0, 2 @ 15, resto @ 25 cm

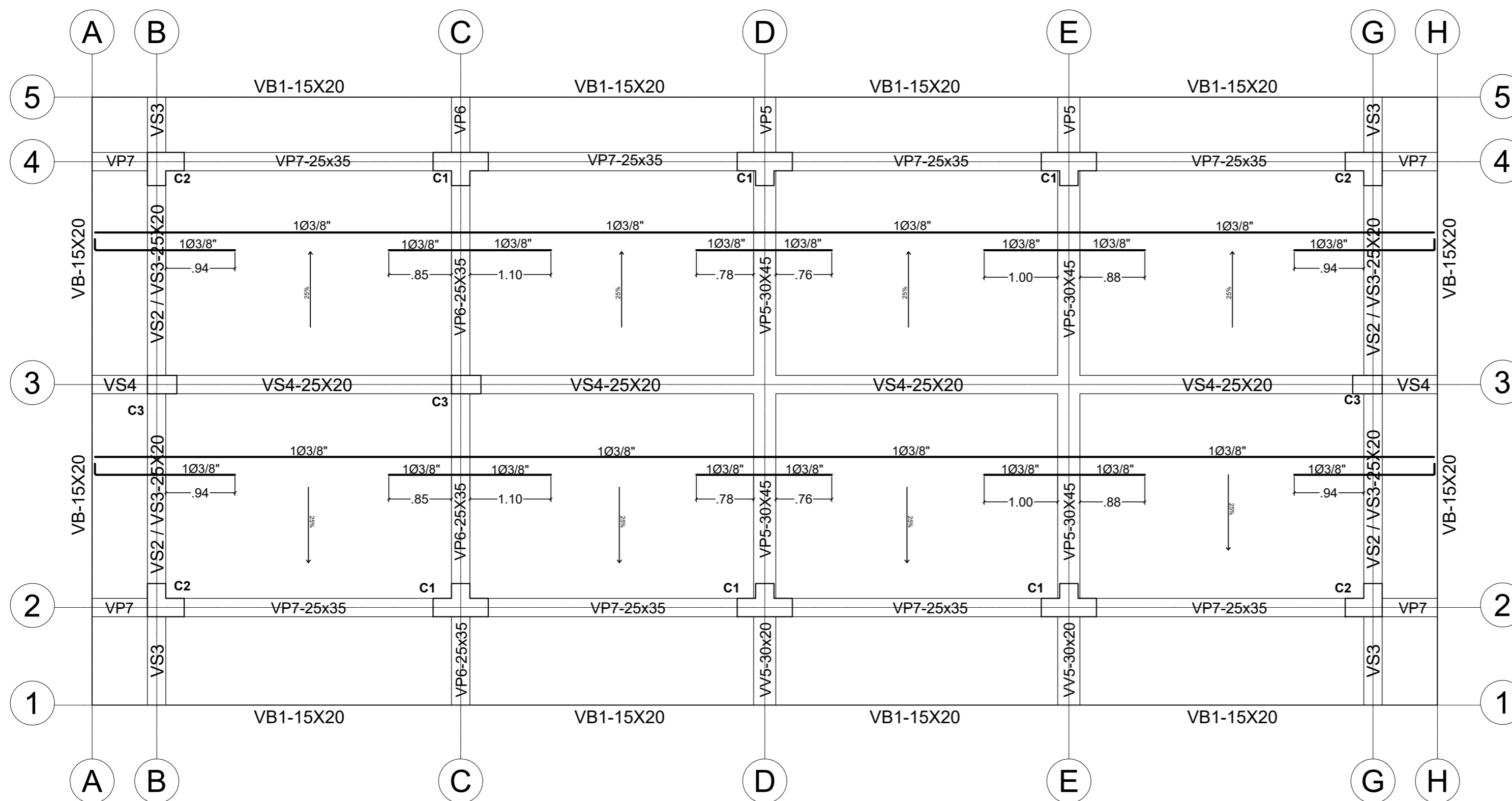


DETALLE DE UNIÓN VIGAS - COLUMNAS

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO Facultad de Ingeniería	
PLANO DE VIGAS - COLUMNAS, CONCRETO ARMADO	
Tesistas: LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN	Escala: 1:50
Título de Tesis: "ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE SOCIAL"	
EC-03	



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO Facultad de Ingeniería	
Tesis: LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN	PLANOS DETALLES DE VIGAS - PLANOS DETALLE ESCALERA, CONCRETO ARMADO
Título de Tesis: "ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE SOCIAL"	Escala: 1:50 EC-04



ENCOFRADO TECHO INCLINADO BLOQUE B

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
Facultad de Ingeniería

Tesistas:

LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN
BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN

PLANO ENCOFRADOS DE BLOQUE B,
MODULO DE 1 PISO, CONCRETO
ARMADO

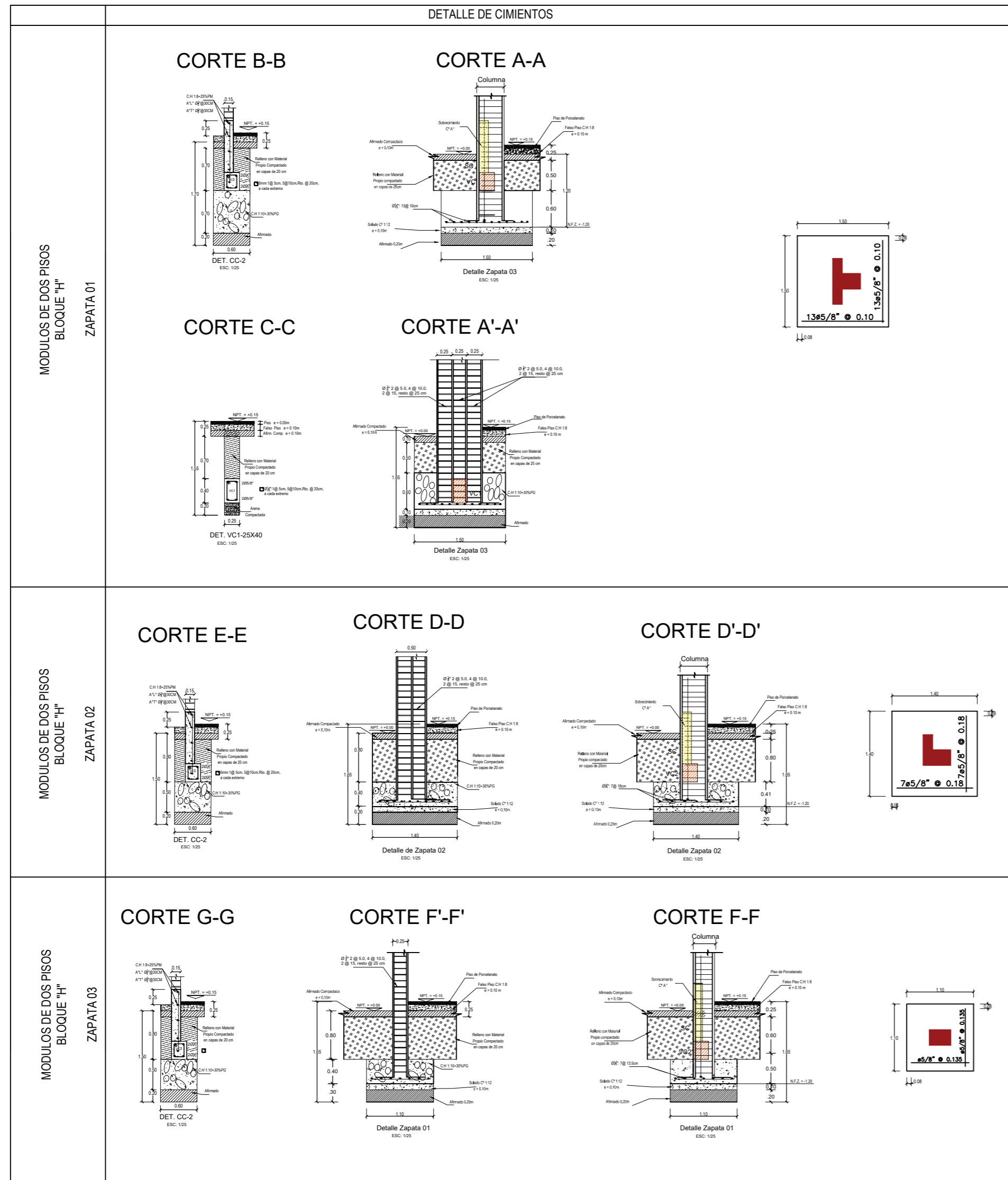
Título de Tesis:

“ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO
ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO
TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE
SOCIAL”

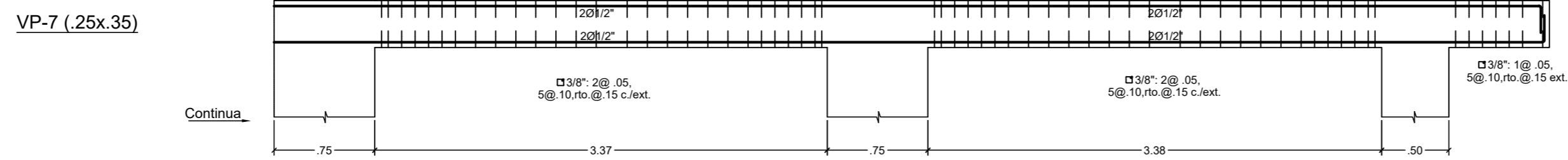
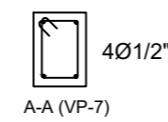
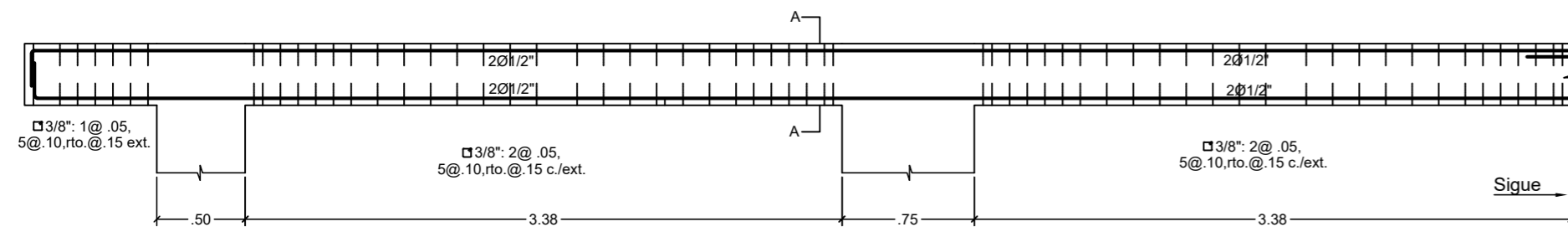
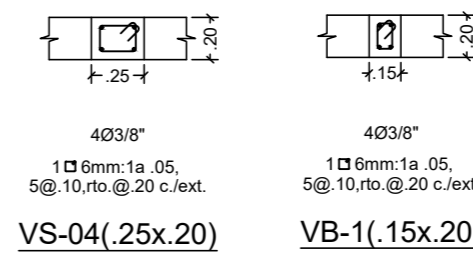
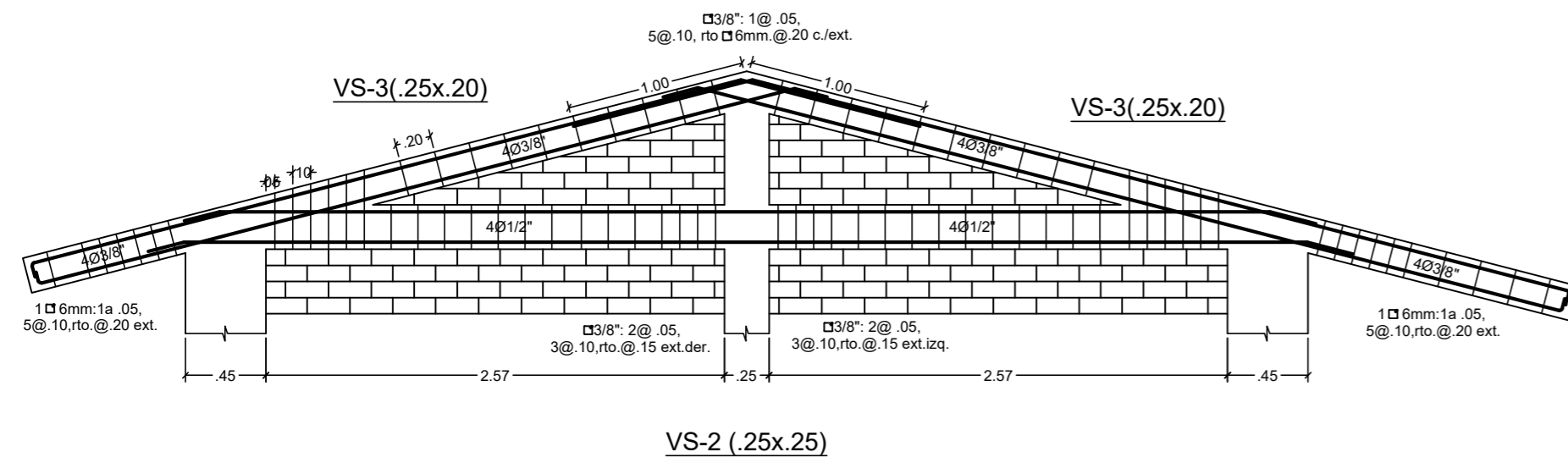
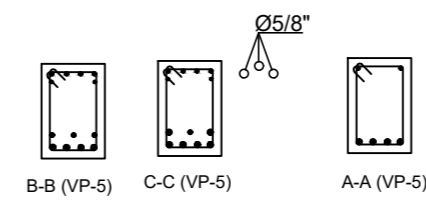
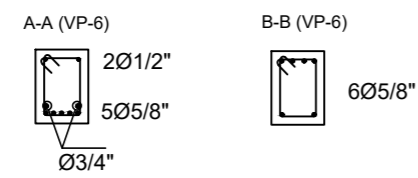
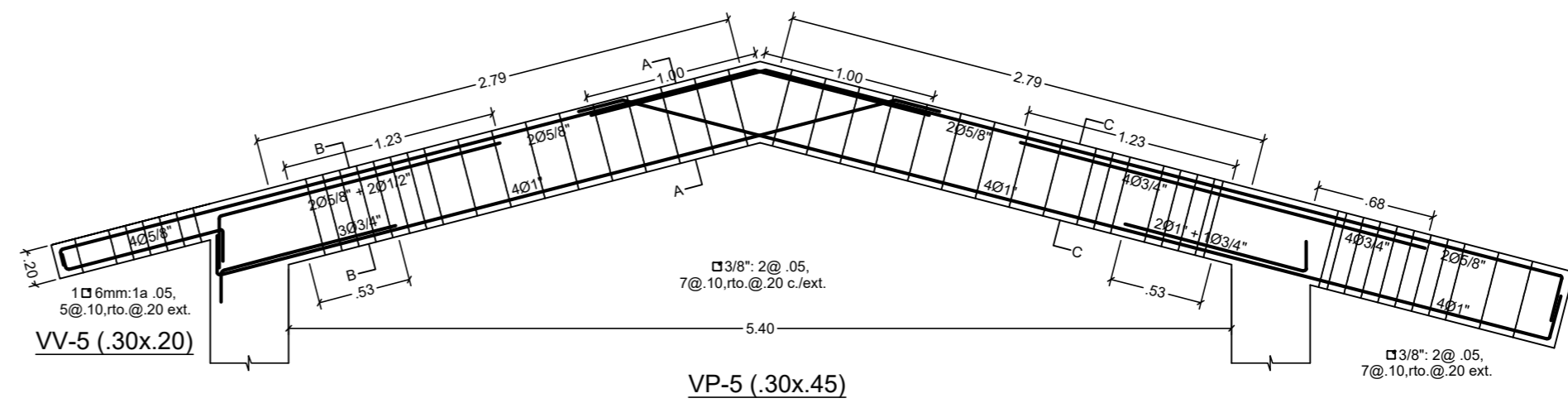
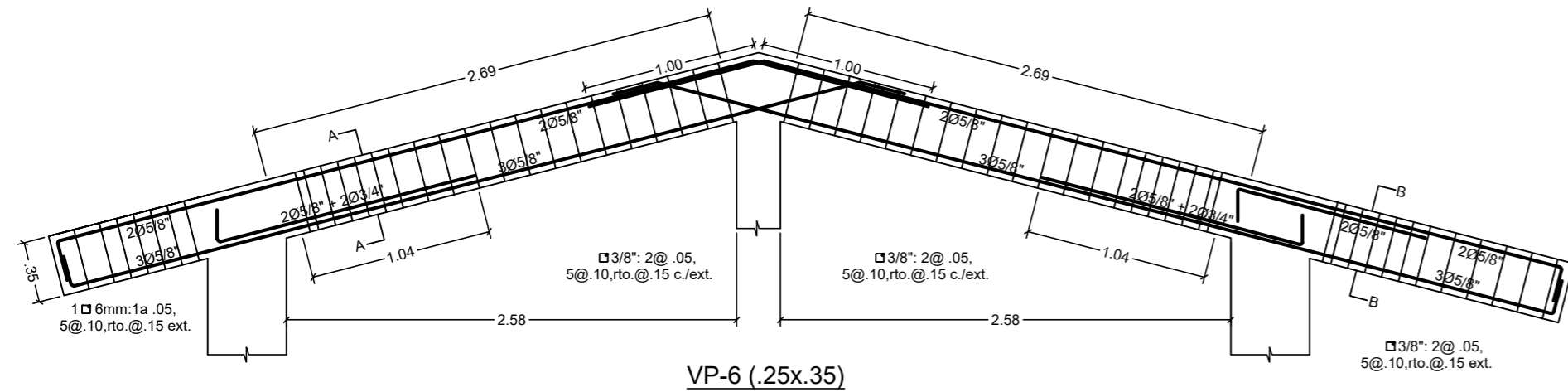
Escala:

1:50

EC-06



DETALLES DE VIGA MODULO DE UN PISO



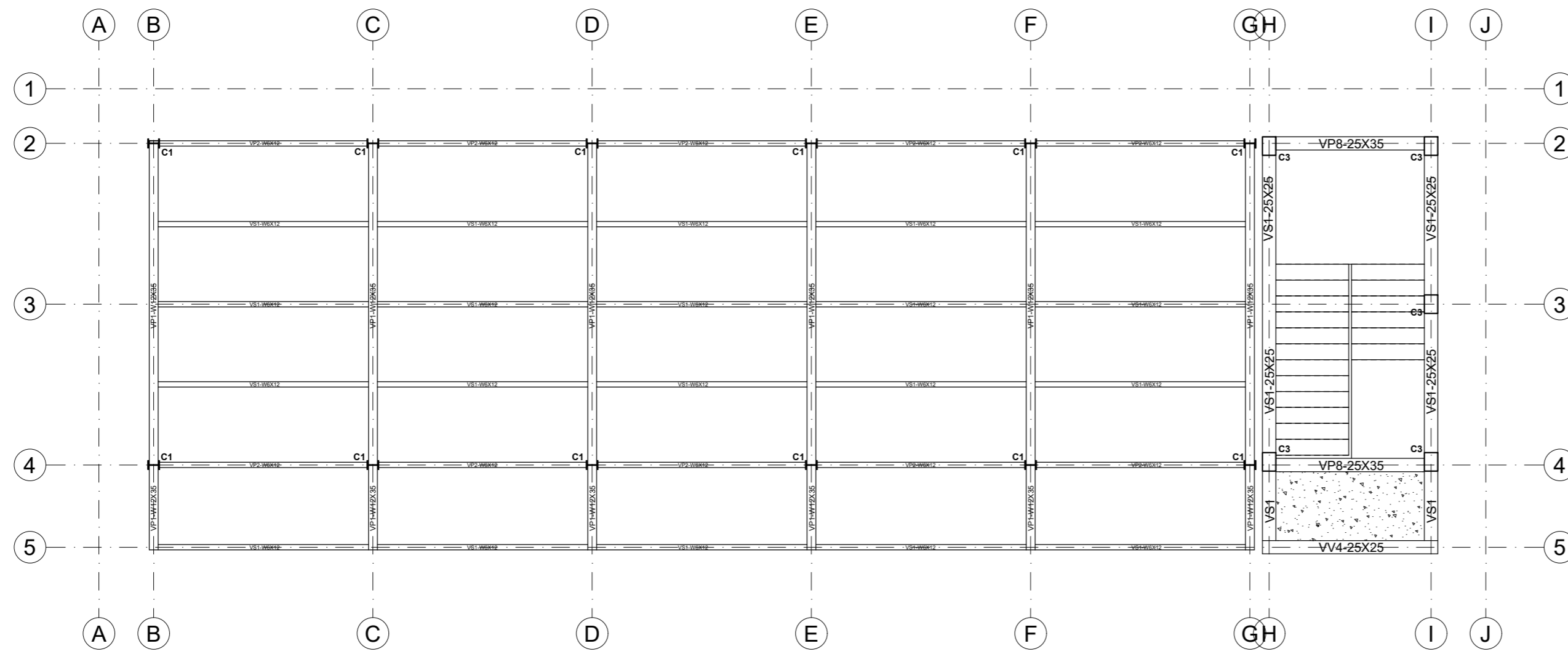
UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
 Facultad de Ingeniería

Tesisistas:	LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN	PLANOS DETALLES DE VIGAS BLOQUE B, MODULO DE UN PISO, CONCRETO ARMADO
Título de Tesis:	"ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE SOCIAL"	Escala: 1:50 EC-08

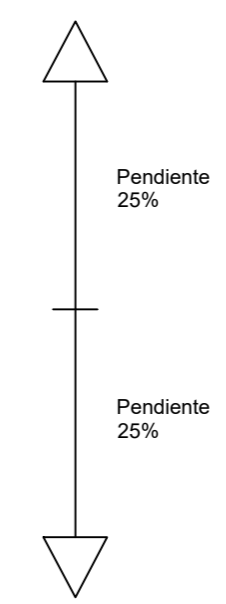
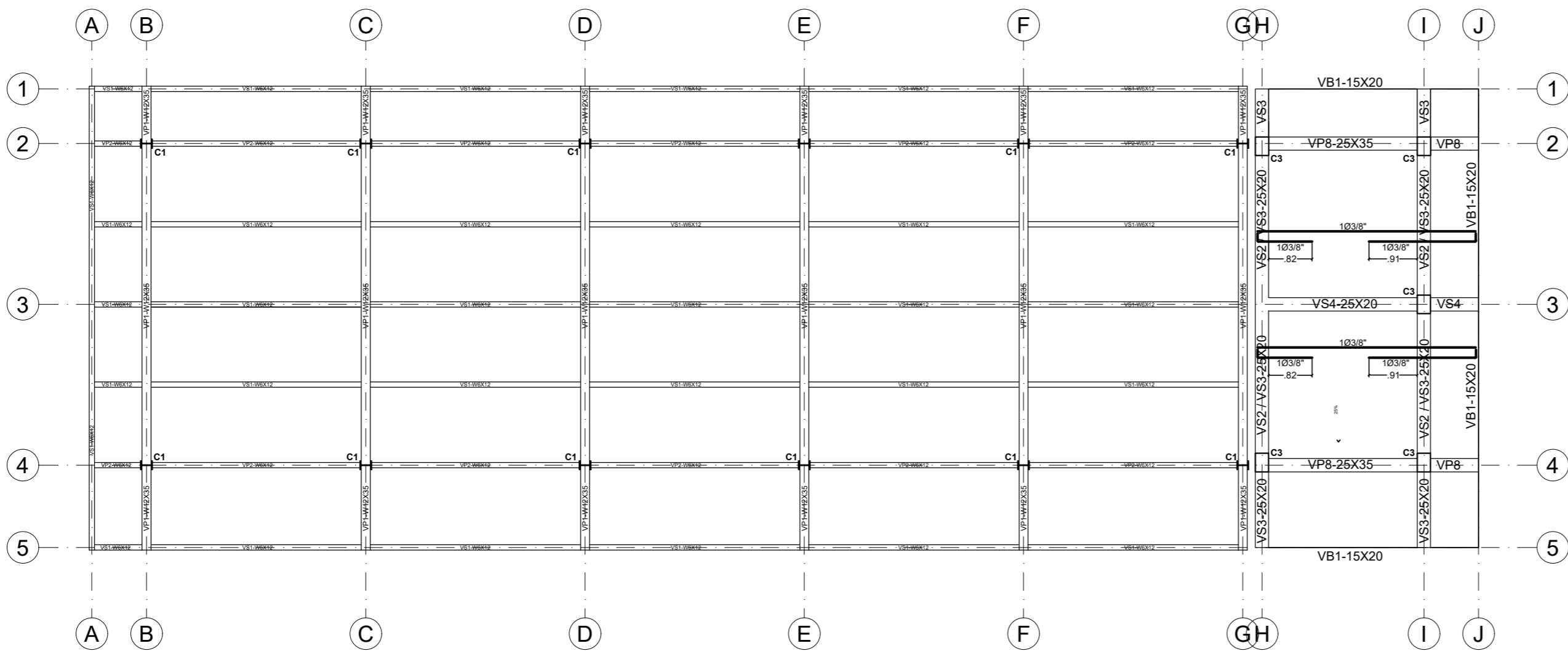
ANEXO B

Planos del proyecto, Diseño en Acero Esctructural

ENCOFRADO TECHO PRIMER PISO BLOQUE H



ENCOFRADO TECHO INCLINADO BLOQUE H



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
Facultad de Ingenieria

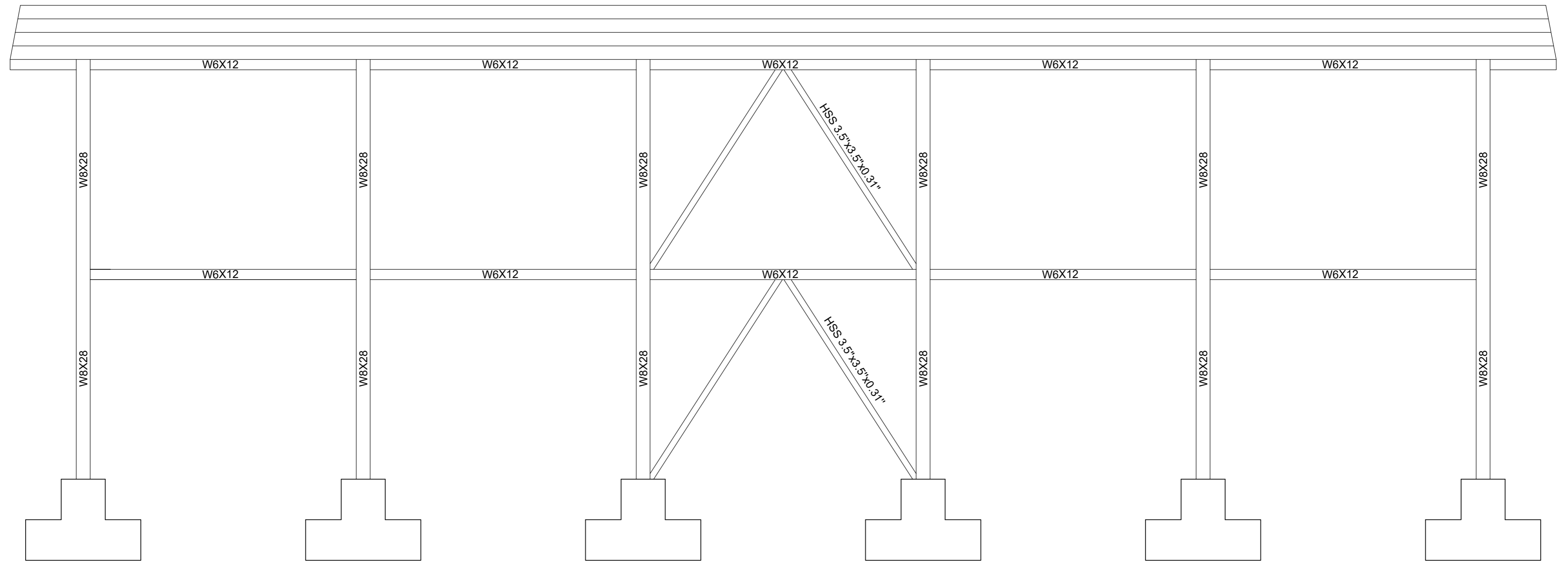
Tesisistas:
LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN
BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN

PLANO VISTA EN PLANTA DE BLOQUE F,
USANDO ACERO A992, A36

Título de Tesis:
"ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO
ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO
TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE
SOCIAL"

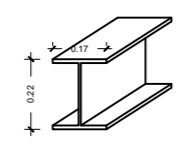
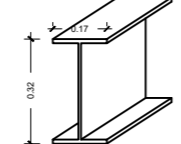
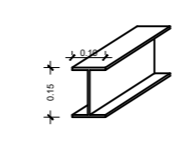
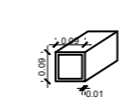
Escala:
1:50

EA-01



ELEVACION POSTERIOR

CUADRO PERFILES W / HSS DE ACERO

TODOS LOS MODULOS	CARACTERÍSTICAS				
	NOMBRE	COLUMNA - C1	VIGA PRINCIPAL - VP1	VP2 - VS1	VP2 - VS1
	DIMENSIONES	PERFIL W8X28	PERFIL W12X35	PERFIL W6X12	PERFIL HSS 3.5X3.5X0.31
	ESPECIFICACION	Perfil de Acero tipo A992, Grado 50	Perfil de Acero tipo A992, Grado 50	Perfil de Acero tipo A992, Grado 50	Perfil de Acero tipo A992, Grado 50
	DISTRIBUCION	Peralte d= 205 mm Espesor alma tw= 7.2 mm Ancho Ala bf= 166 mm Espesor ala tf= 11.8 mm	Peralte d= 318 mm Espesor alma tw= 7.6 mm Ancho Ala bf= 167 mm Espesor ala tf= 13.2 mm	Peralte d= 153 mm Espesor alma tw= 5.8 mm Ancho Ala bf= 102 mm Espesor ala tf= 7.1 mm	Lados L= 8.9 cm Espesor alma tw= 0.8cm

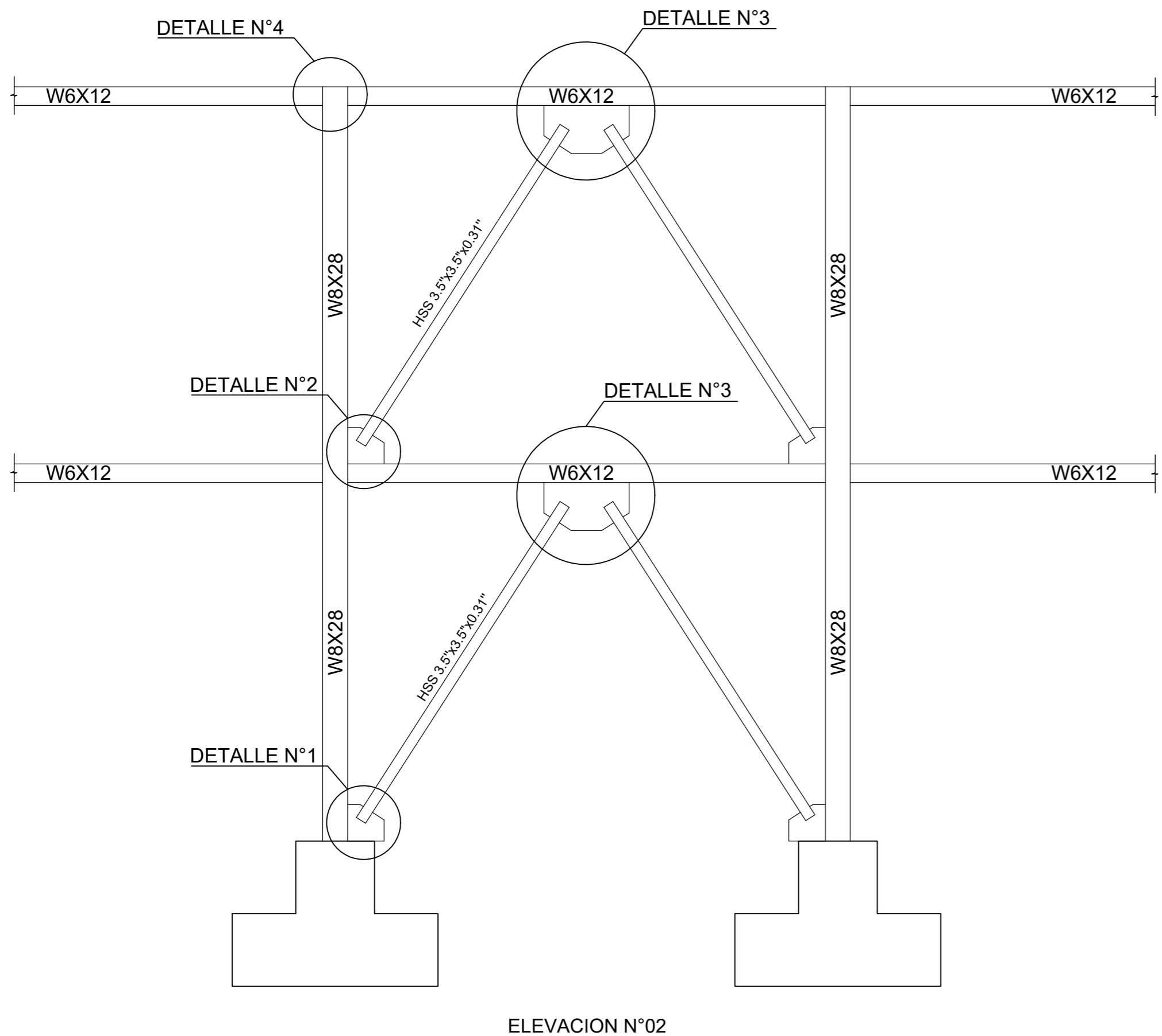
UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
Facultad de Ingenieria

Tesisistas:
LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN
BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN

PLANO DETALLE DE PERFILES
ESTRUCTURALES - BLOQUE F, USANDO
ACERO A992, A36

Título de Tesis:
"ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO
ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO
TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE
SOCIAL"

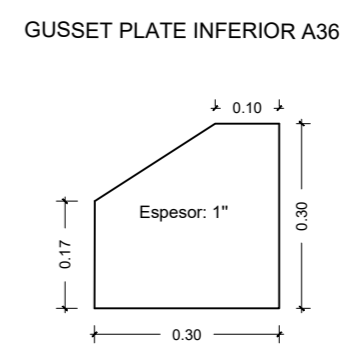
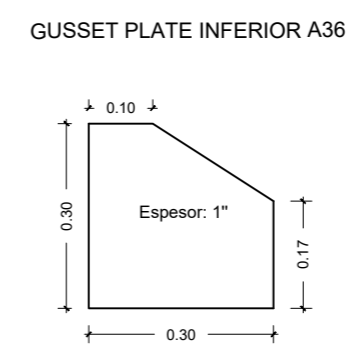
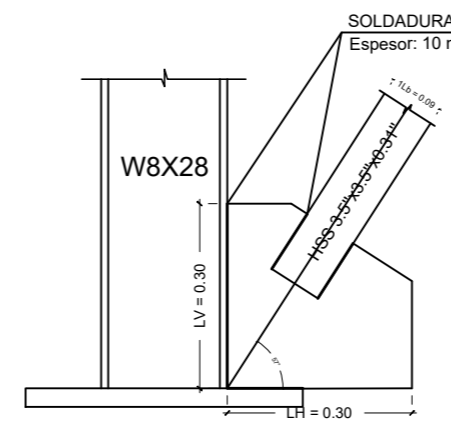
Escala:
1:75
EA-02



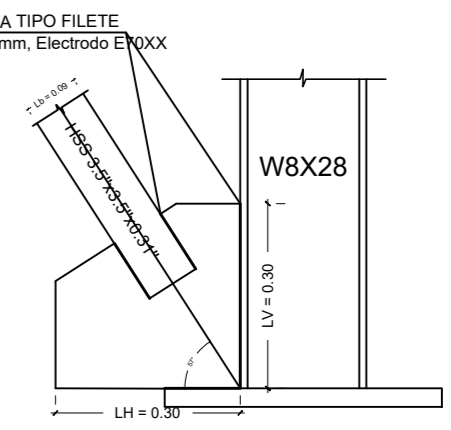
ELEVACION N°02

DETALLE N°1

UNION DE ARRIOSTRE CON COLUMNA INFERIOR Y VIGUETA

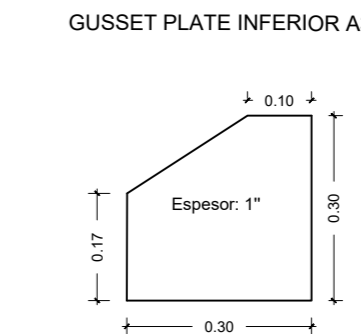
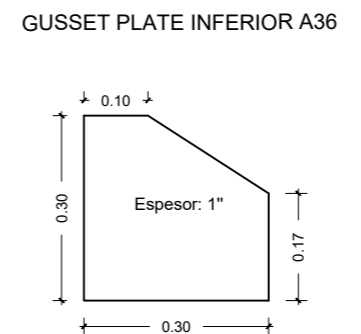
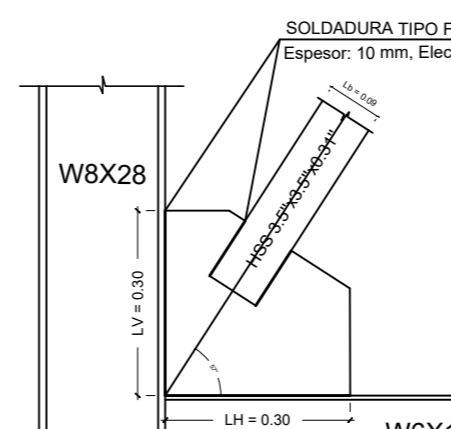


UNION DE ARRIOSTRE CON COLUMNA INFERIOR Y VIGUETA

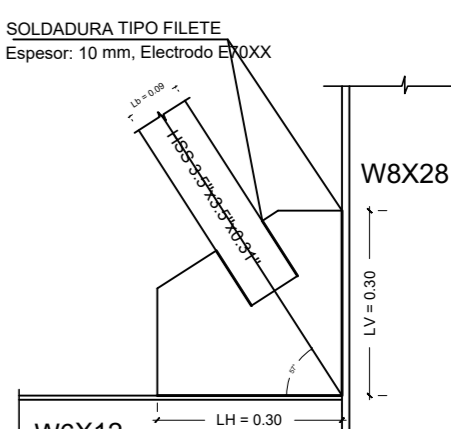


DETALLE N°2

UNION DE ARRIOSTRE CON COLUMNA INFERIOR Y VIGUETA

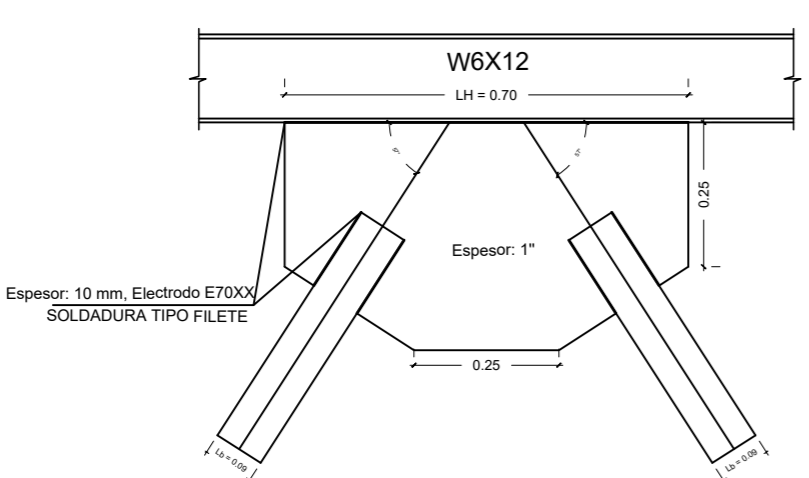


UNION DE ARRIOSTRE CON COLUMNA INFERIOR Y VIGUETA

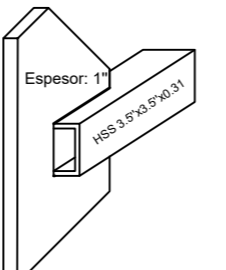
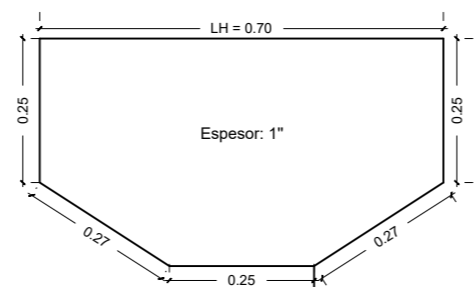


DETALLE N°3

UNION DE ARRIOSTRE CON VIGUETA SUPERIOR



GUSSET PLATE SUPERIOR A36



PERFIL ISOMETRICO DE LA CONEXION

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
Facultad de Ingeniería

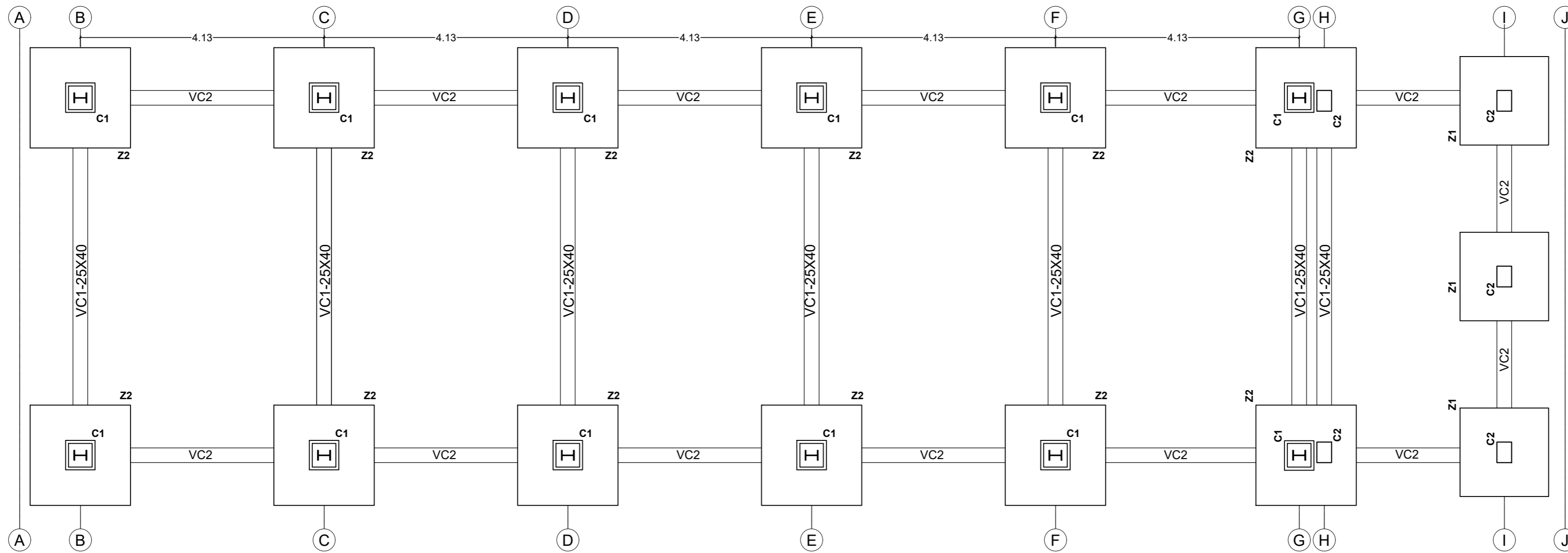
Tesis:
LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN
BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN

PLANO DETALLE CONEXION DE
ARRIOSTRES - BLOQUE F, USANDO
ACERO A992, A36

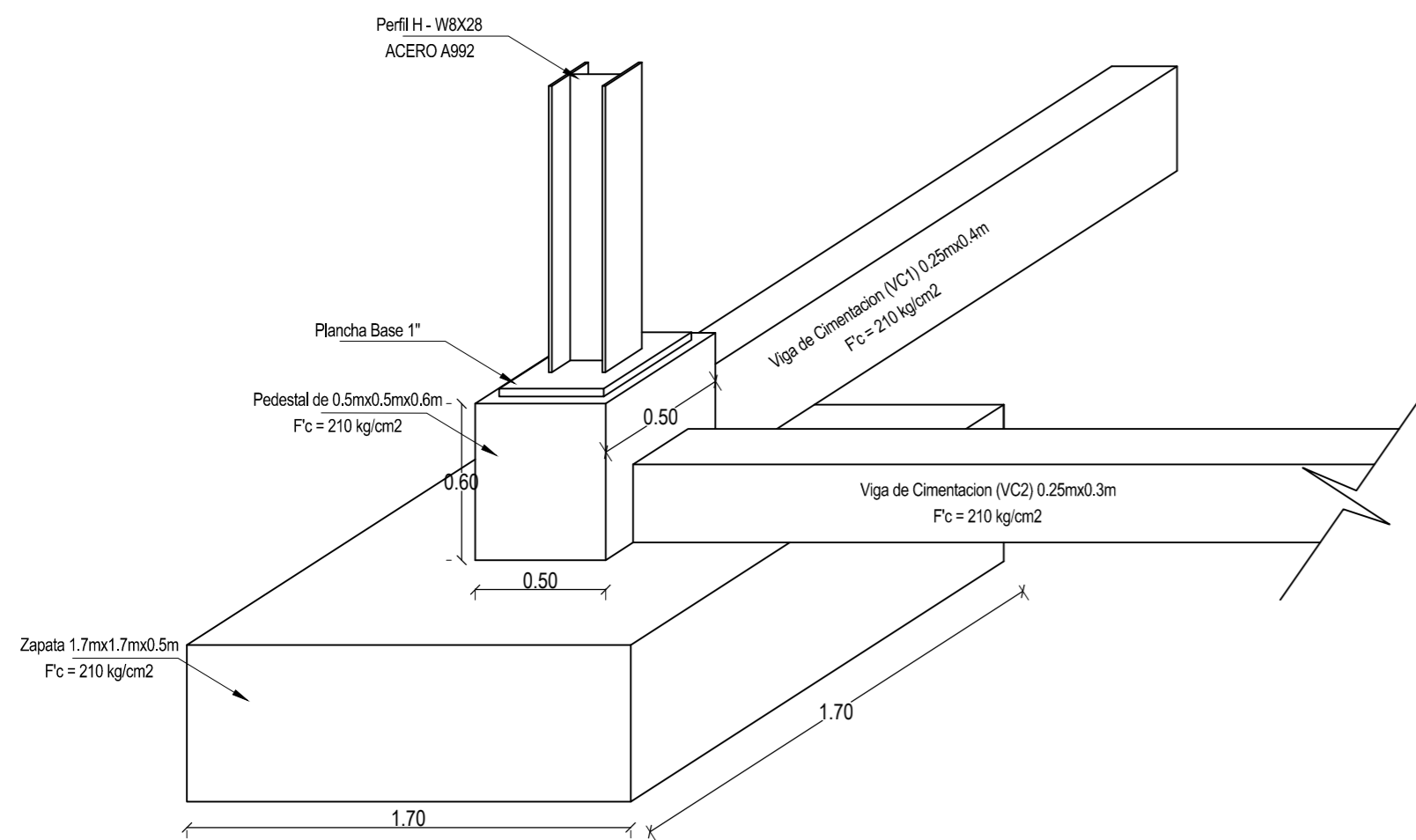
Título de Tesis:
"ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO
ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO
TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE
SOCIAL"

Escala:
1:50

EA-03

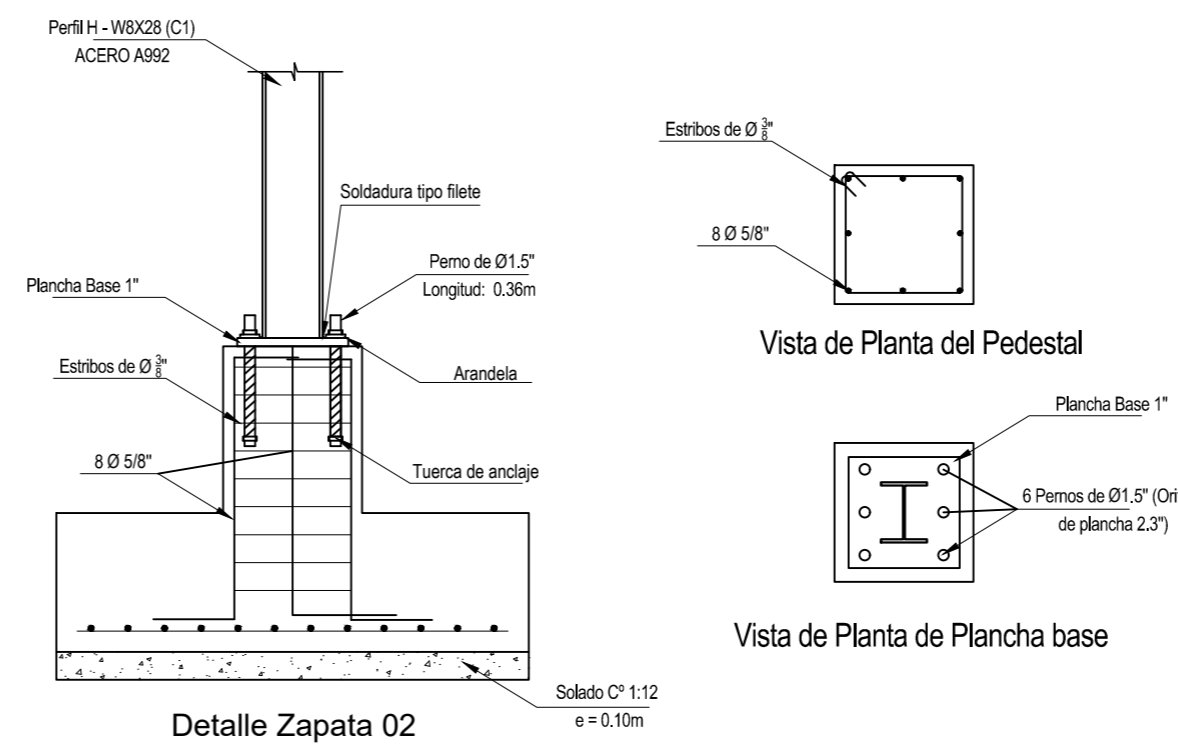


PLANTA DE CIMENTACION

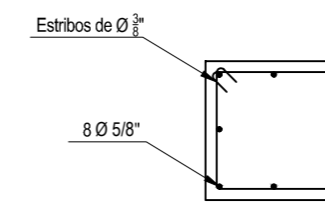


ISOMETRICO DE CIMENTACION:

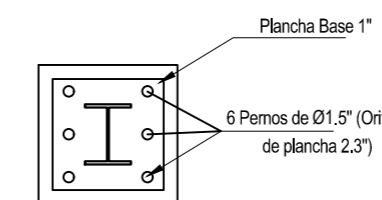
DETALLE DE CONEXION - COLUMNA / PLACA BASE - CIMENTOS



Detalle Zapata 02



Vista de Planta del Pedestal



Vista de Planta de Plancha base

ESPECIFICACIONES DEL DETALLE:

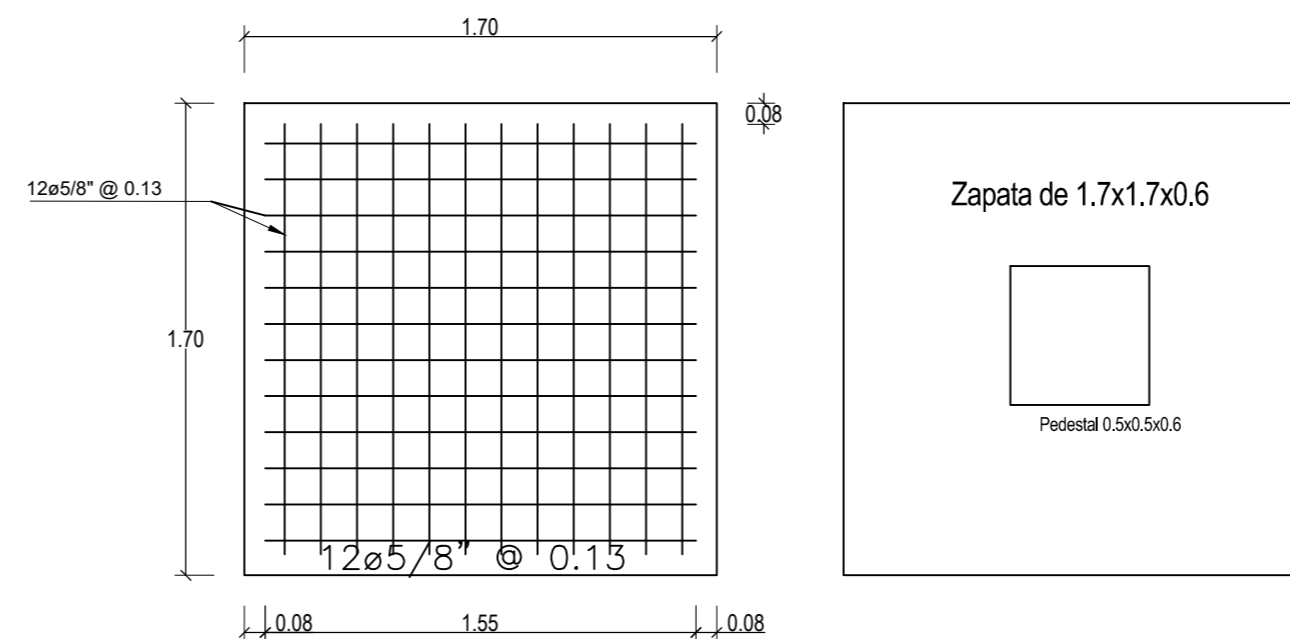
BARRA DE ANCLAJE, TUERCAS Y ARANDELAS DE ACERO A36.

Diametro de barra: 1.5 in
 Agujero para barra: 2.3 in
 Profundidad de la barra: 14 in
 Diametro arandela: 3.5 in
 Espesor arandela: 0.5 in
 Diametro tuerca: 2 in (tuerca de anclaje)
 Espesor tuerca: 0.65 in (tuerca de anclaje)

SOLDADADURA TIPO FILETE:
 Espesor de soldadura: 5 mm
 Electrodo E70xx

Concreto del Pedestal = 210 KG/CM2 - 3 KSI

PLACA BASE:
 Largo: 40 cm
 Ancho: 40 cm
 Espesor: 1 in



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
 Facultad de Ingenieria

Tesis:
 LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN
 BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN

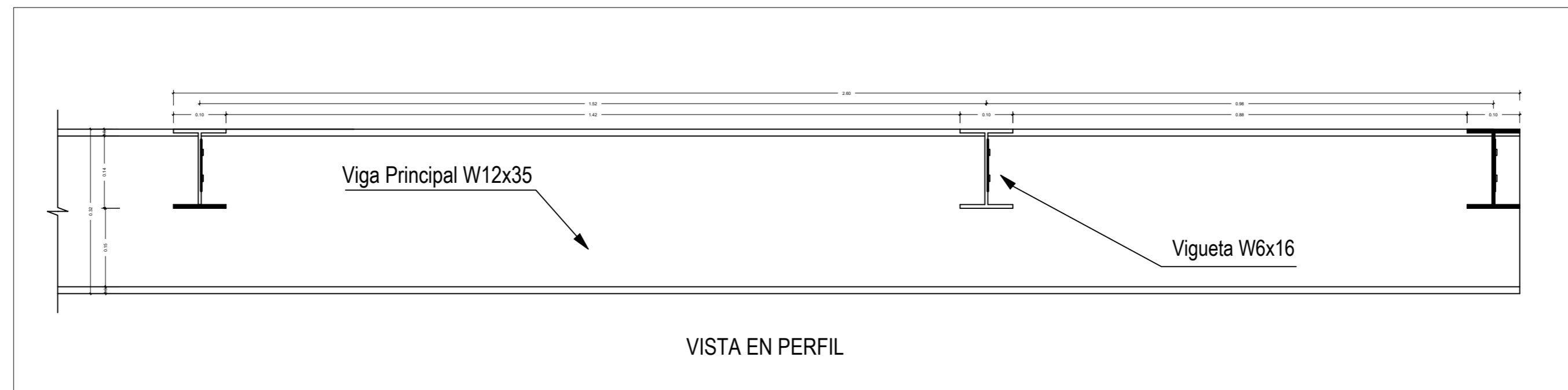
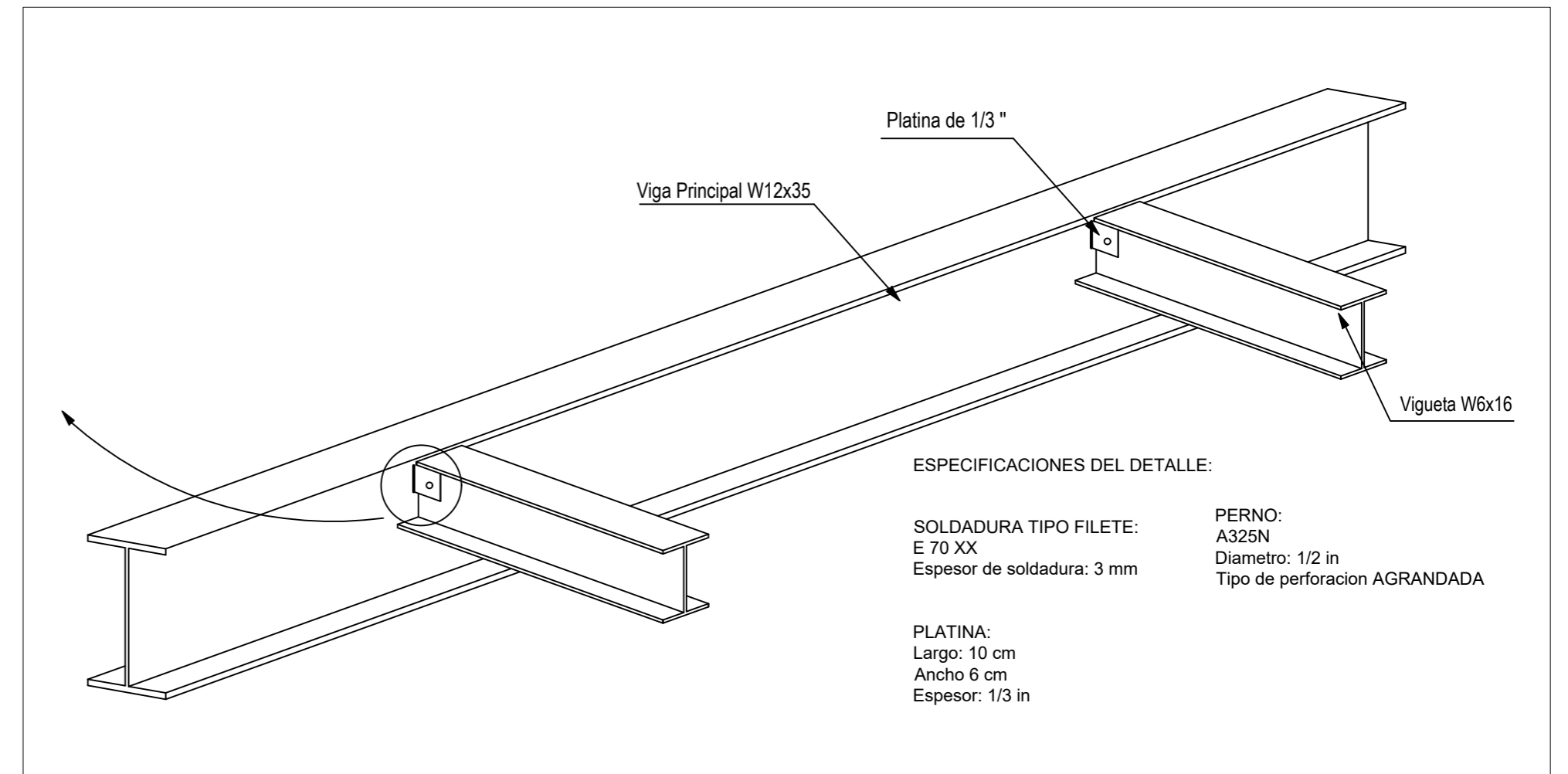
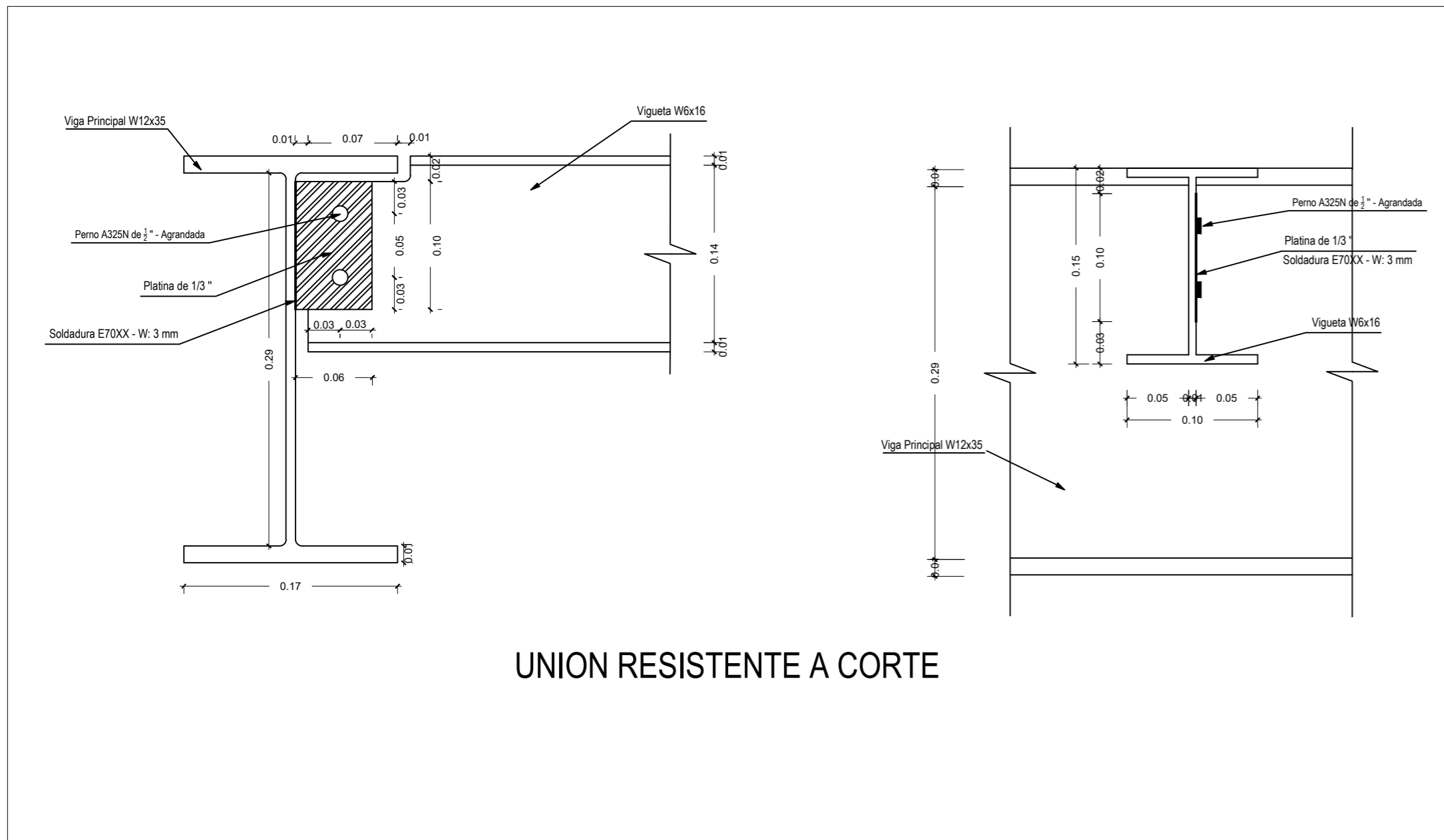
PLANO DETALLES DE CIMENTACION
 DE BLOQUE F, USANDO ACERO A992,
 A36

Titulo de Tesis:
 "ANALISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO
 ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO
 TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE
 SOCIAL"

Escala:
 1:50

EA-04

DETALLE DE CONEXION SIMPLE A CORTE - VIGA / VIGA



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
Facultad de Ingeniería

Tesistas:
LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN
BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN

PLANO DETALLE CONEXION CORTE
VIGA - VIGA DE BLOQUE F, USANDO
ACERO A992, A36

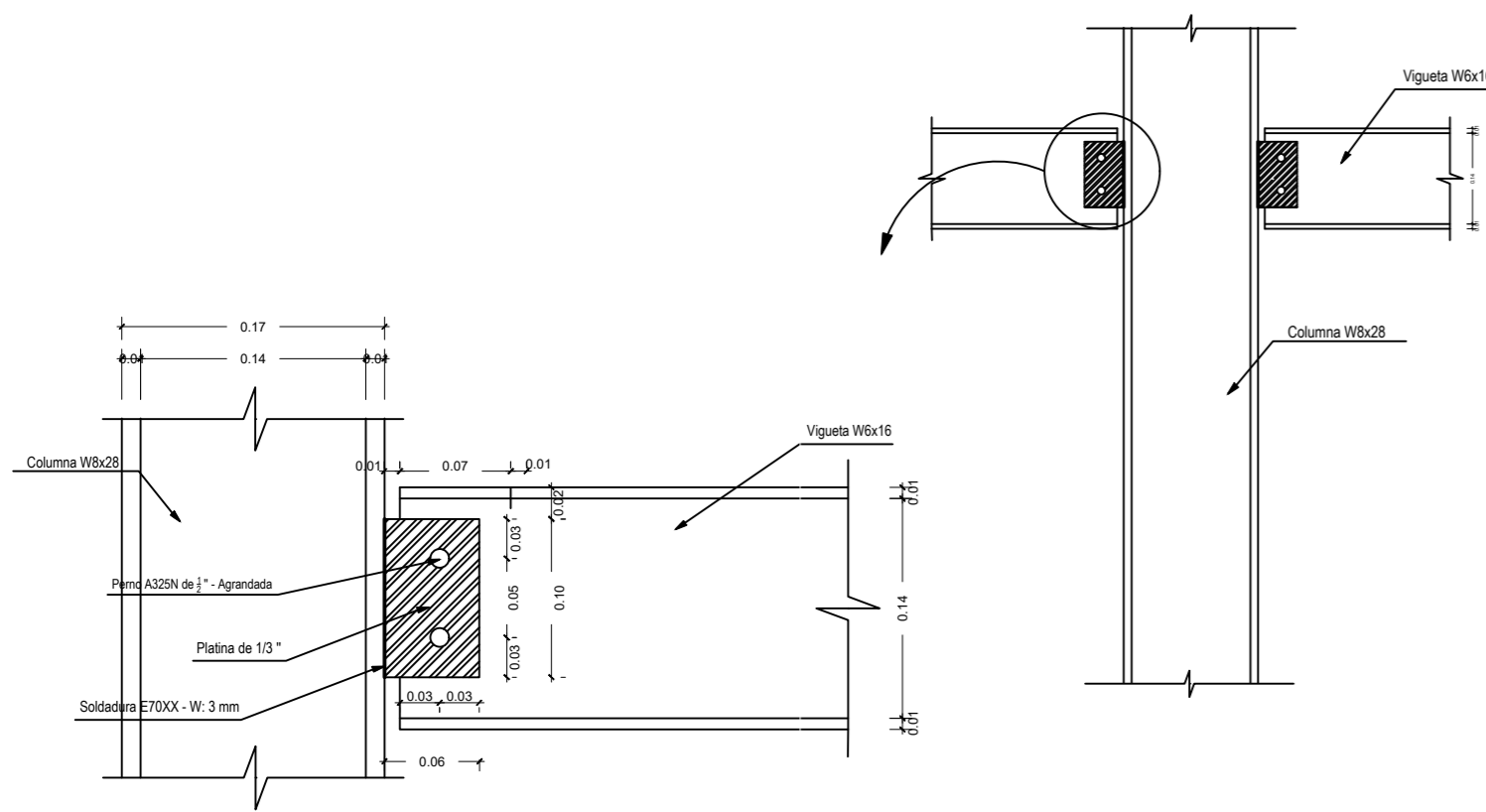
Título de Tesis:
"ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO
ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO
TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE
SOCIAL"

Escala:
1:50

EA-05

DETALLE N°4

CONEXION A CORTE - VIGUETA / COLUMNA

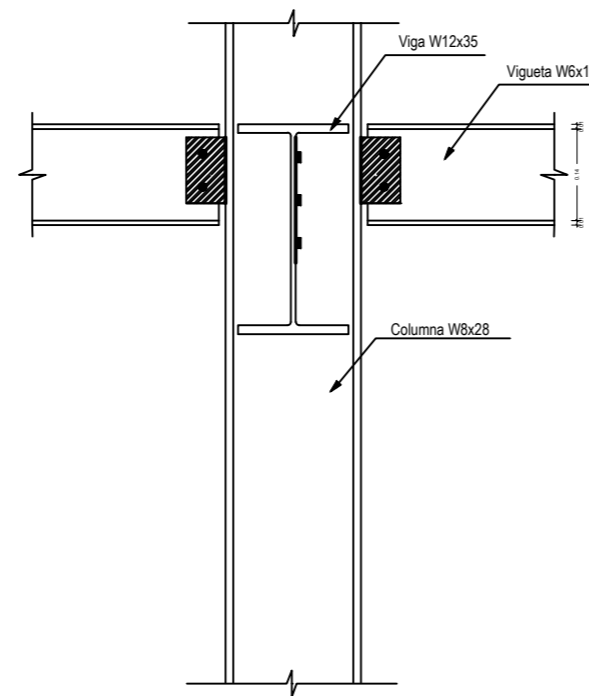


ESPECIFICACIONES DEL DETALLE:

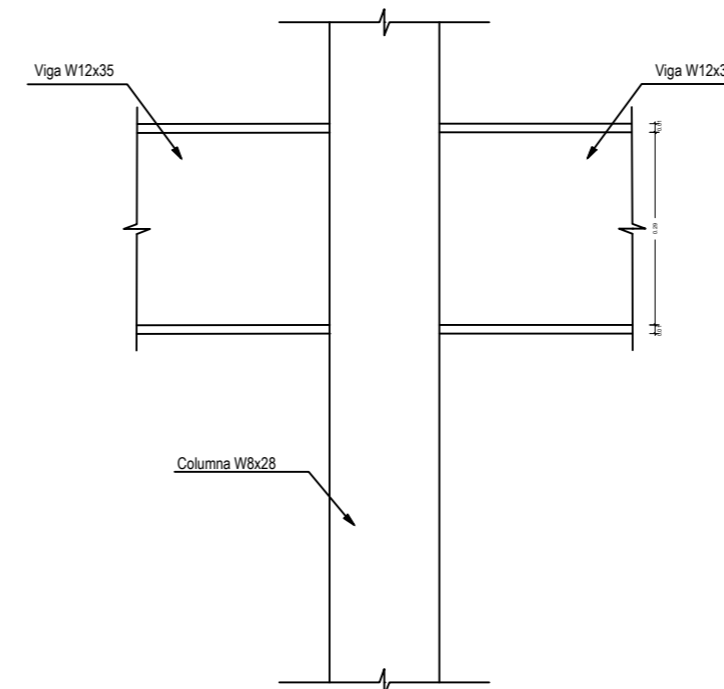
SOLDADURA TIPO FILETE:
E 70 XX
Espesor de soldadura: 3 mm

PLATINA:
Largo: 10 cm
Ancho 6 cm
Espesor: 1/3 in

PERNO:
A325N
Diámetro: 1/2 in
Tipo de perforacion AGRANDADA



CONEXION A CORTE - VIGA / COLUMNA

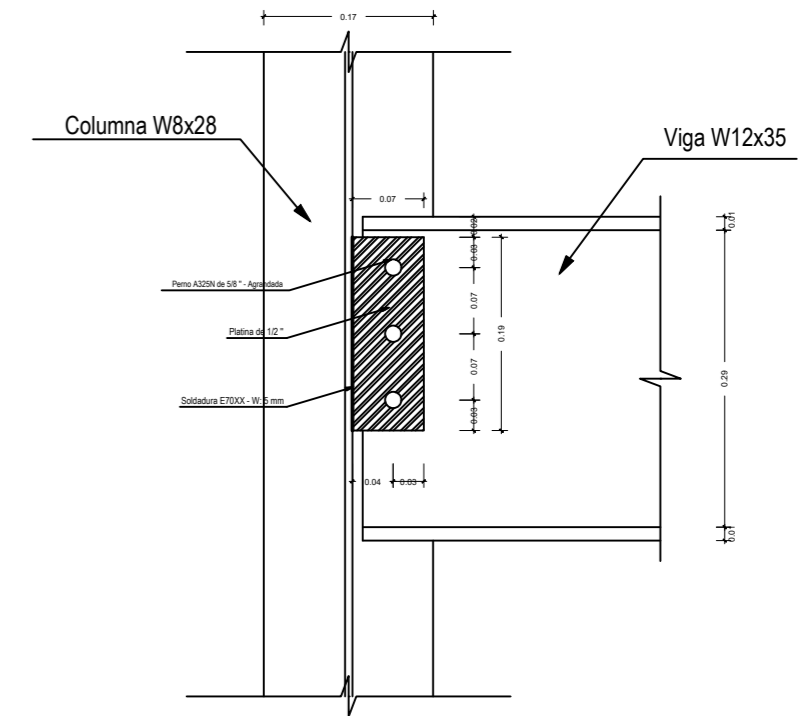
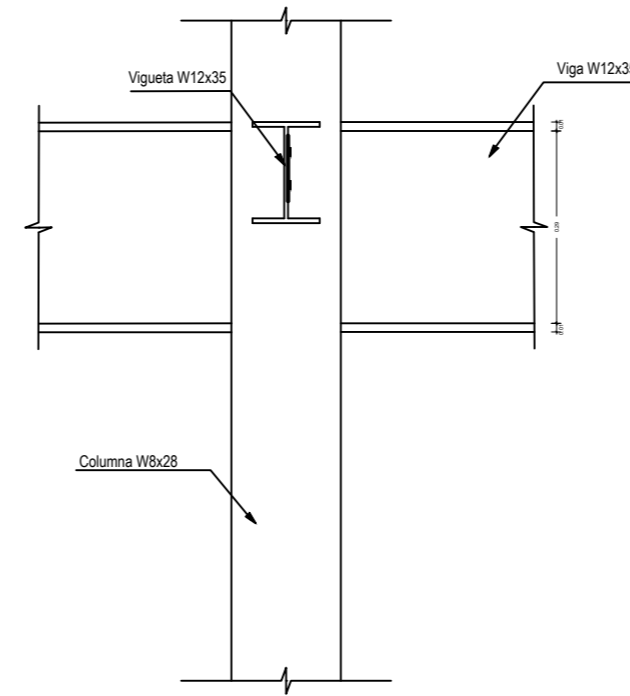


ESPECIFICACIONES DEL DETALLE:

SOLDADURA TIPO FILETE:
E 70 XX
Espesor de soldadura: 5 mm

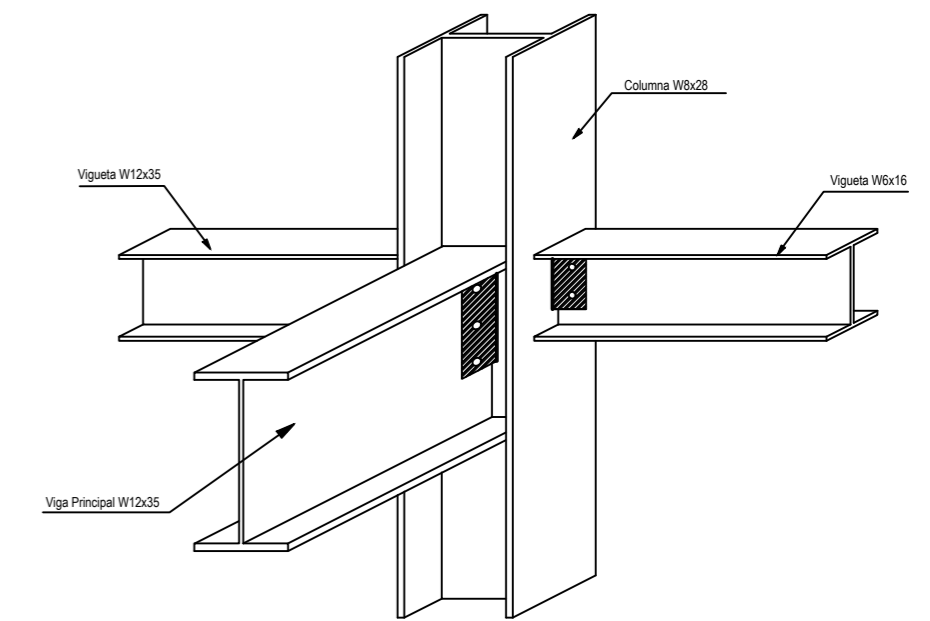
PLATINA:
Largo: 19 cm
Ancho 7 cm
Espesor: 1/2 in

PERNO:
A325N
Diámetro: 5/8 in
Tipo de perforacion AGRANDADA

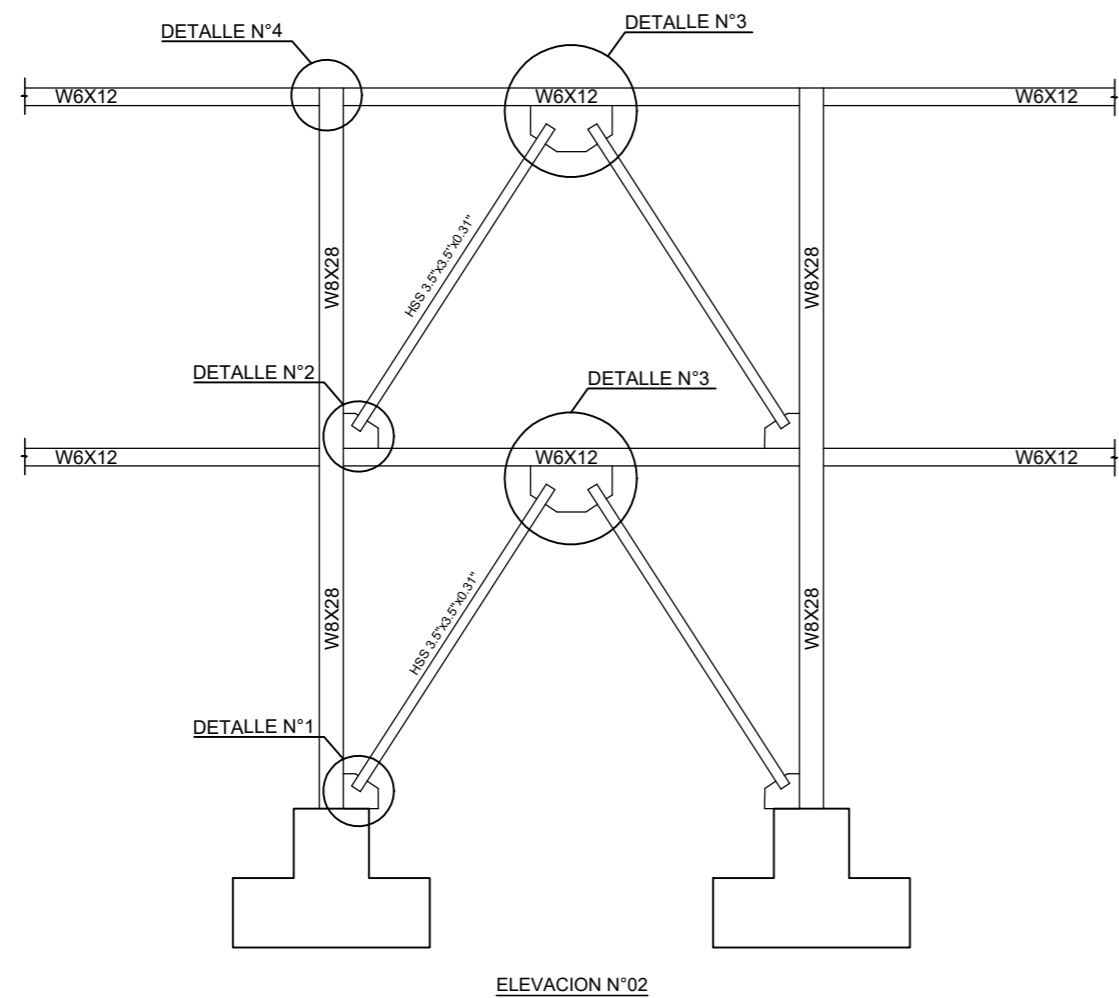


UNION RESISTENTE A CORTE

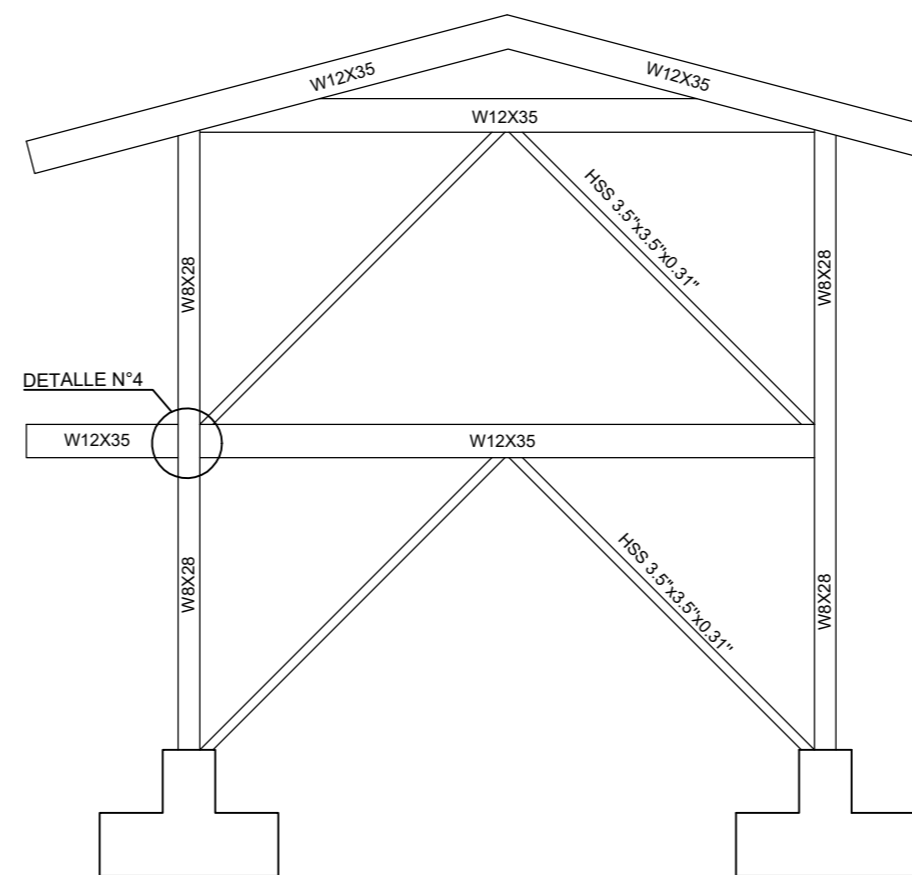
UNION RESISTENTE A CORTE



ISOMETRICO DE CONEXION



ELEVACION N°02



ELEVACION N°03

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
Facultad de Ingeniería

Tesistas:
LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN
BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN

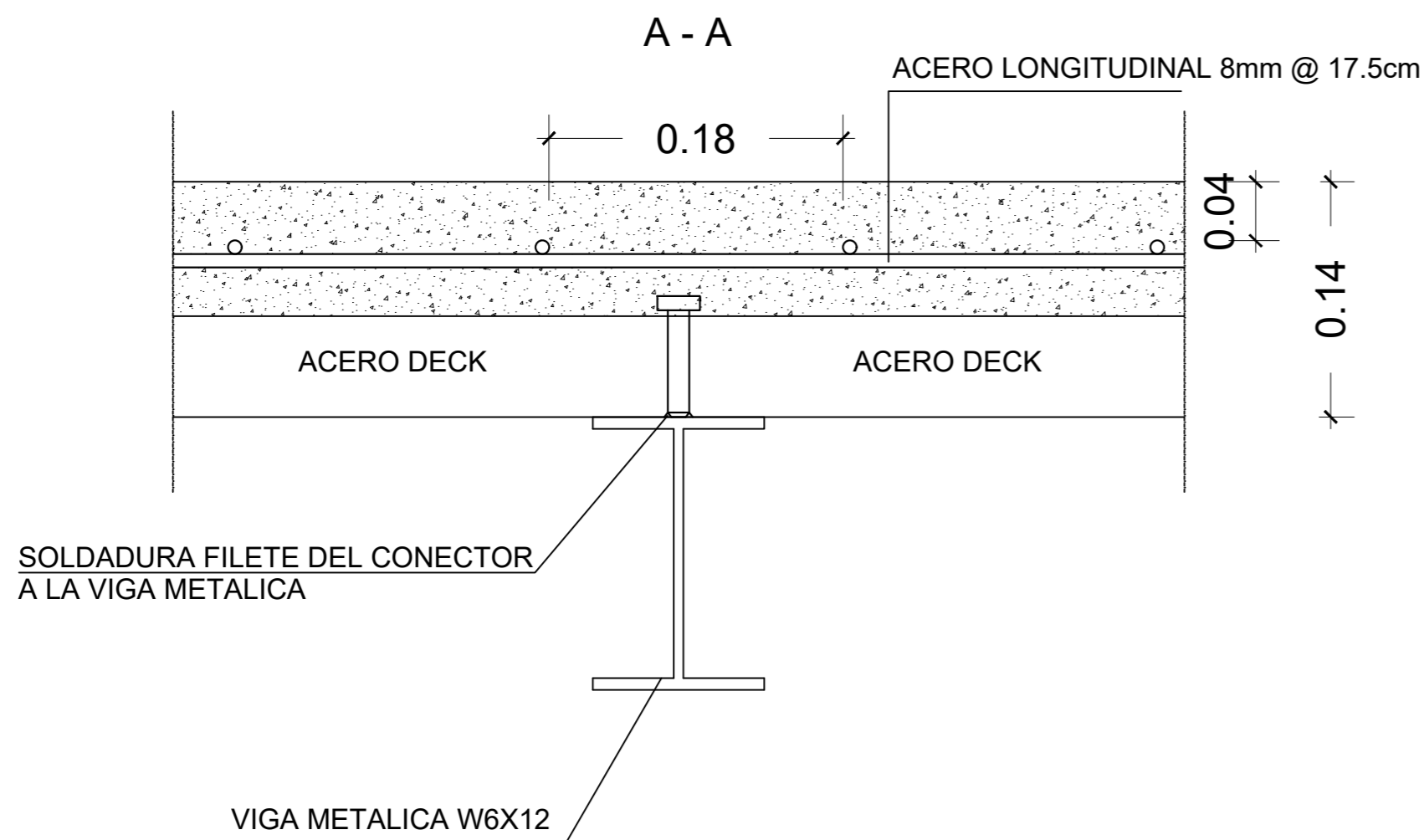
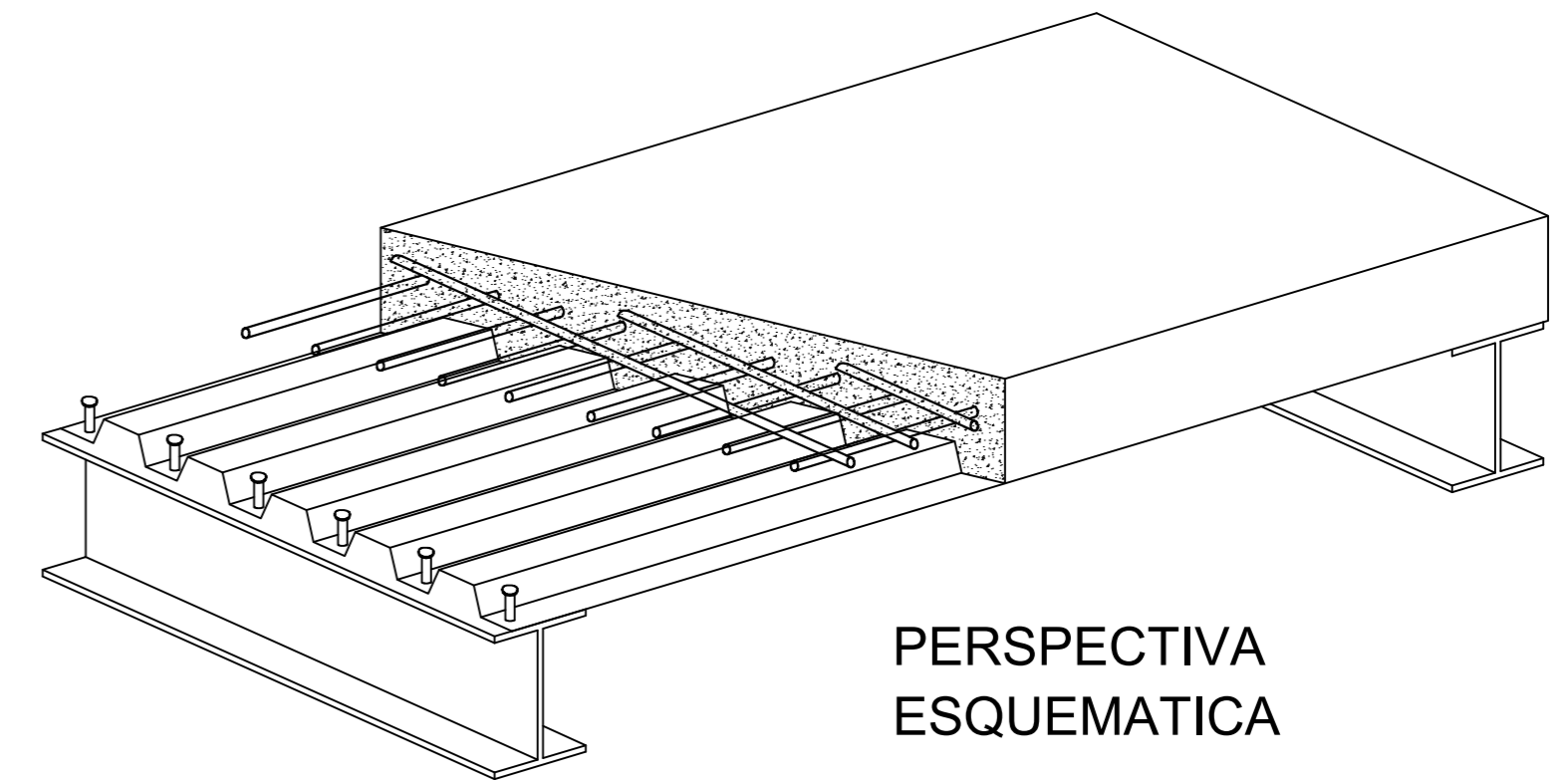
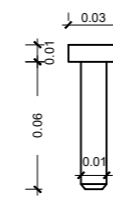
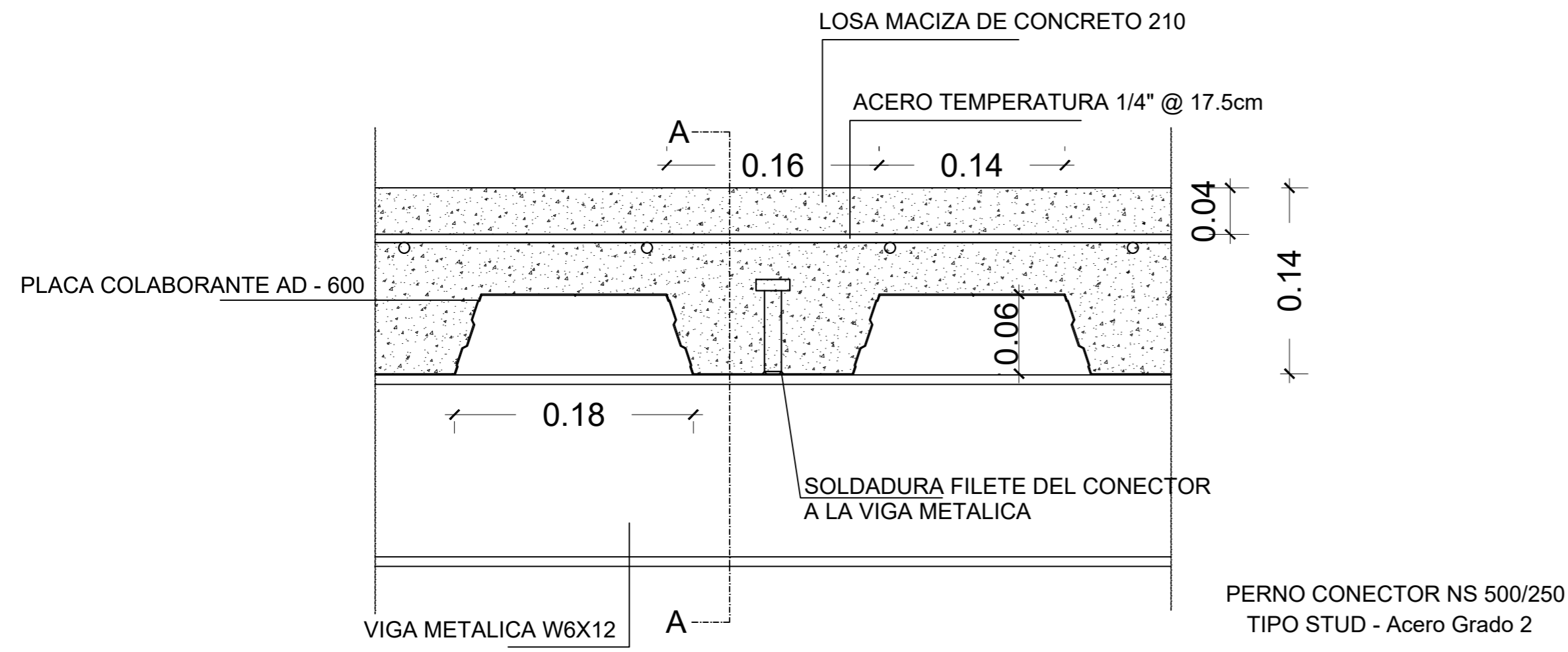
PLANO DETALLE CONEXION CORTE
VIGA - COLUMNA DE BLOQUE F,
USANDO ACERO A992, A36

Título de Tesis:
"ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO
ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO
TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE
SOCIAL"

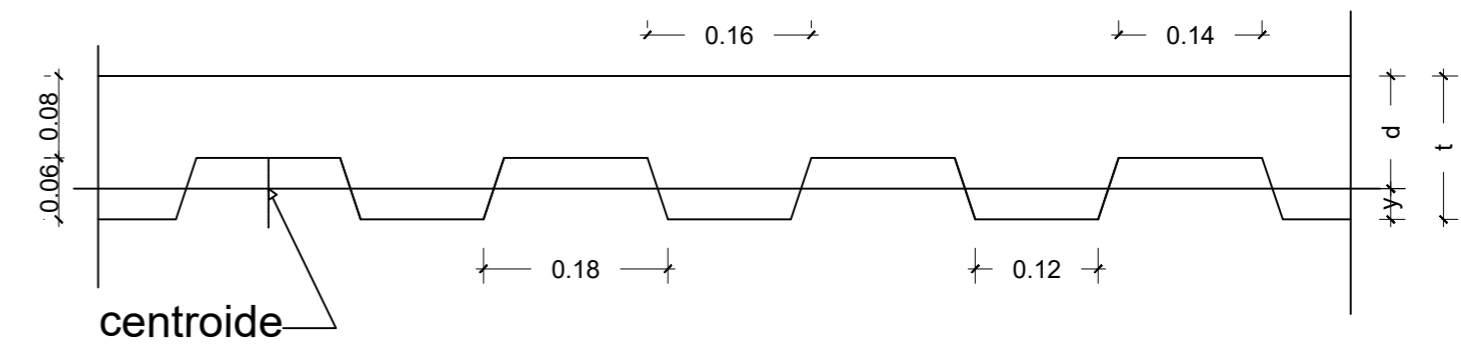
Escala:
1:50

EA-06

DETALLES LOSA CON PLACA COLABORANTE



PLACA COLABORANTE : PERFIL TIPO AD600



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONIO ORREGO
Facultad de Ingeniería

Tesis:
LASTARRIA RAMIREZ, POLL MARTIN
BOCANEGRA MIRANDA, AYLTHON ELMAN

PLANO DETALLE LOSA CON PLACA
COLABORANTE - BLOQUE F, USANDO
ACERO A992, A36

Título de Tesis:
"ANÁLISIS COMPARATIVO PRESUPUESTAL ENTRE LOS DISEÑOS EN CONCRETO
ARMADO Y EN ACERO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N82629 DEL CASERÍO
TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO - CONTUMAZA - CAJAMARCA COMO APORTE
SOCIAL"

Escala:
1:50

EA-07

ANEXO C

Resumen de Metrado de Diseño en Concreto Armado

02	BLOQUE A		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	83.94
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	83.94
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	83.94
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	34.74
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	10.30
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	5.05
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	75.63
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	24.44
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADO		
02.03.01.01	SOLADO e:0.10	m3	1.37
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO		
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO	m3	7.91
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	26.36
02.03.03	SOBRECIMIENTOS		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	3.07
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	40.89
02.03.04	FALSO PISO		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	5.16
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	ZAPATAS		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	6.98
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	19.71
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	136.61
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
02.04.03.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	2.00
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	16.04
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	222.57
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	4.32
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	54.85
02.04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	656.16
02.04.04	VIGAS		
02.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	4.99
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	32.32
02.04.04.03	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	611.49
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	5.90
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	71.49
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	209.72
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	607.02
02.05	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE A		
02.05.01.01	LADRILLO 24X12X9 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	1155.79
02.05.01.02	MORTERO 1:4 JUNTA: 1.5 cm	m3	0.66
02.05.01.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	22.18

02	BLOQUE B		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	152.625
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	152.625
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	152.625
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	63.16585
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	18.72935
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	9.1874
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	137.5
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	44.4365
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADO		
02.03.01.01	SOLADO e:0.10	m3	2.497
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO		
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO	m3	14.3784
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	47.928
02.03.03	SOBRECIMENTOS		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	5.5761
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	74.348
02.03.04	FALSO PISO		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	9.381
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	ZAPATAS		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	12.688
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	35.84
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	248.3875
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
02.04.03.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	3.6425
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	29.16
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	404.6704
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	7.861875
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	99.72
02.04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	1193.02
02.04.04	VIGAS		
02.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	9.0772
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	58.7675
02.04.04.03	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	1111.8045
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	10.730125
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	129.983
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	381.3024
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	1103.67
02.05	OBRAS DE ALBAÑINERIA		
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE B		
02.05.01.01	LADRILLO 24X12X9 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	2101.43
02.05.01.02	MORTERO 1:4 JUNTA: 1.5 cm	m3	1.19944896
02.05.01.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	40.32

02	BLOQUE C		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	108.36
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	108.36
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	108.36
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	44.85
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	13.30
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	6.52
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	97.63
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	31.55
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADO		
02.03.01.01	SOLADO e:0.10	m3	1.77
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO		
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO	m3	10.21
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	34.03
02.03.03	SOBRECIMENTOS		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	3.96
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	52.79
02.03.04	FALSO PISO		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	6.66
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	ZAPATAS		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	9.01
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	25.45
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	176.36
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
02.04.03.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	2.59
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	20.70
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	287.32
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	5.58
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	70.80
02.04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	847.04
02.04.04	VIGAS		
02.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	6.44
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	41.72
02.04.04.03	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	789.38
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	7.62
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	92.29
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	270.72
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	783.61
02.05	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE C		
02.05.01.01	LADRILLO 24X12X9 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	1492.02
02.05.01.02	MORTERO 1:4 JUNTA: 1.5 cm	m3	0.85
02.05.01.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	28.63

02	BLOQUE D		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	113.65
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	113.65
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	113.65
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	37.08
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	16.68
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	5.46
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	68.01
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	20.40
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADO		
02.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	1.89
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO		
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA		4.54
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO		15.12
02.03.03	SOBRECIMENTOS		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	2.71
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	36.18
02.03.04	FALSO PISO		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	4.40
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	ZAPATAS		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	11.15
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	22.48
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	452.66
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	1.78
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	14.16
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	187.42
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	6.37
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	83.98
02.04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	844.50
02.04.04	VIGAS		
02.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	8.10
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	42.11
02.04.04.03	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	934.26
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	9.75
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	106.48
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	383.49
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	972.83
02.04.06	ESCALERAS		
02.04.06.01	CONCRETO EN ESCALERAS F'c=210 KG/CM2	m3	2.38
02.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	14.12
02.04.06.03	ACERO EN ESCALERAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	216.83
02.05	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE D		
02.05.01.01	LADRILLO 24X12X6 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	2718.80
02.05.01.02	MORTERO JUNTA: 1.5 cm	m3	2.15
02.05.01.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	56.99

02	BLOQUE E		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	61.05
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	61.05
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	61.05
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	25.27
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	7.49
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	3.67
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	55.00
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	17.77
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADO		
02.03.01.01	SOLADO e:0.10	m3	1.00
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO		
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO	m3	5.75
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	19.17
02.03.03	SOBRECIMENTOS		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	2.23
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	29.74
02.03.04	FALSO PISO		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	3.75
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	ZAPATAS		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	5.08
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	14.34
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	99.36
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
02.04.03.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	1.46
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	11.66
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	161.87
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	3.14
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	39.89
02.04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	477.21
02.04.04	VIGAS		
02.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	3.63
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	23.51
02.04.04.03	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	444.72
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	4.29
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	51.99
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	24.00
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	441.47
02.05	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE E		
02.05.01.01	LADRILLO 24X12X9 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	840.57
02.05.01.02	MORTERO 1:4 JUNTA: 1.5 cm	m3	0.48
02.05.01.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	16.13

02	BLOQUE F		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	352.32
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	352.32
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	352.32
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	114.96
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	51.71
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	16.93
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	210.82
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	63.25
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADO		
02.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	5.87
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO		
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA		14.06
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO		46.87
02.03.03	SOBRECIMENTOS		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	8.41
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	112.15
02.03.04	FALSO PISO		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	13.64
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	ZAPATAS		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	34.58
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	69.69
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	1403.25
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	5.50
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	43.90
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	581.01
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	19.75
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	260.33
02.04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	2617.94
02.04.04	VIGAS		
02.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	25.11
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	130.55
02.04.04.03	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	2896.22
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	30.22
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	330.07
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	1188.81
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	3015.78
02.04.06	ESCALERAS		
02.04.06.01	CONCRETO EN ESCALERAS F'c=210 KG/CM2	m3	4.80
02.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	28.51
02.04.06.03	ACERO EN ESCALERAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	437.92
02.05	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE F		
02.05.01.01	LADRILLO 24X12X6 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	6668.75
02.05.01.02	MORTERO JUNTA: 1.5 cm	m3	5.27
02.05.01.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	139.78
02.05.02	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE F - ESCALERA		
02.05.02.01	LADRILLO 24X12X6 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	3486.14
02.05.02.02	MORTERO JUNTA: 1.5 cm	m3	3.08
02.05.02.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	71.68

02	BLOQUE G		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	195.36
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	195.36
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	195.36
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	80.85
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	23.97
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	11.76
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	176.00
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	56.88
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADO		
02.03.01.01	SOLADO e:0.10	m3	3.20
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO		
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO	m3	18.40
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	61.35
02.03.03	SOBRECIMIENTOS		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	7.14
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	95.17
02.03.04	FALSO PISO		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	12.01
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	ZAPATAS		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	16.24
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	45.88
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	317.94
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
02.04.03.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	4.66
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	37.32
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	517.98
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	10.06
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	127.64
02.04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	1527.07
02.04.04	VIGAS		
02.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	11.62
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	75.22
02.04.04.03	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	1423.11
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	13.73
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	166.38
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	488.07
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	1412.70
02.05	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE G		
02.05.01.01	LADRILLO 24X12X9 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	2689.83
02.05.01.02	MORTERO 1:4 JUNTA: 1.5 cm	m3	1.54
02.05.01.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	51.61

02	BLOQUE H		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	284.13
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	284.13
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	284.13
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	92.71
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	41.70015
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	13.651
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	170.0188
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	51.00985
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADO		
02.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	4.737
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO		
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	11.34
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	37.8
02.03.03	SOBRECIMENTOS		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	6.783
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	90.44
02.03.04	FALSO PISO		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	10.99888
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	ZAPATAS		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	27.885
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	56.2
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	1131.655
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	4.4375
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	35.4
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	468.5576
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	15.9275
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	209.94
02.04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	2111.24
02.04.04	VIGAS		
02.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	20.24845
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	105.2785
02.04.04.03	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	2335.6612
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	24.37323
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	266.1876
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	958.7176
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	2432.08
02.04.06	ESCALERAS		
02.04.06.01	CONCRETO EN ESCALERAS F'c=210 KG/CM2	m3	4.6635
02.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	27.678
02.04.06.03	ACERO EN ESCALERAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	425.1648
02.05	OBRAS DE ALBAÑINERIA		
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE H		
02.05.01.01	LADRILLO 24X12X6 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	5129.8039
02.05.01.02	MORTERO JUNTA: 1.5 cm	m3	4.05
02.05.01.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	107.52
02.05.02	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE H - ESCALERA		
02.05.02.01	LADRILLO 24X12X6 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	3486.1417
02.05.02.02	MORTERO JUNTA: 1.5 cm	m3	3.08
02.05.02.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	71.68

02	BLOQUE I		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	61.05
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	61.05
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	61.05
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	25.27
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	7.49
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	3.67
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	55.00
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	17.77
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADO		
02.03.01.01	SOLADO e:0.10	m3	1.00
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO		
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO	m3	5.75
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	19.17
02.03.03	SOBRECIMIENTOS		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	2.23
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	29.74
02.03.04	FALSO PISO		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	3.75
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	ZAPATAS		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	5.08
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	14.34
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	99.36
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
02.04.03.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	1.46
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	11.66
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	161.87
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	3.14
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	39.89
02.04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	477.21
02.04.04	VIGAS		
02.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	3.63
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	23.51
02.04.04.03	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	444.72
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	4.29
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	51.99
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	152.52
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	441.47
02.05	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE I		
02.05.01.01	LADRILLO 24X12X9 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	840.57
02.05.01.02	MORTERO 1:4 JUNTA: 1.5 cm	m3	0.48
02.05.01.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	16.13

02	BLOQUE J		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	454.61
02.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	454.61
02.01.03	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	454.61
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	147.47
02.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	62.72
02.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	21.84
02.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	272.03
02.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	81.62
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADO		
02.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	7.58
02.03.02	CIMIENTO CORRIDO		
02.03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA		18.14
02.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO		60.48
02.03.03	SOBRECIMENTOS		
02.03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	10.85
02.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	144.70
02.03.04	FALSO PISO		
02.03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	17.60
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	ZAPATAS		
02.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	44.62
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	89.92
02.04.01.03	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	1810.66
02.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	7.10
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	56.64
02.04.03.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	749.70
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	25.49
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	335.90
02.04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	3377.98
02.04.04	VIGAS		
02.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	32.40
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	168.45
02.04.04.03	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	3737.06
02.04.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	38.99
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	425.90
02.04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	1533.95
02.04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	3891.33
02.04.06	ESCALERAS		
02.04.06.01	CONCRETO EN ESCALERAS F'c=210 KG/CM2	m3	4.66
02.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	27.68
02.04.06.03	ACERO EN ESCALERAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	425.16
02.05	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
02.05.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE J		
02.05.01.01	LADRILLO 24X12X6 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	8194.44
02.05.01.02	MORTERO JUNTA: 1.5 cm	m3	8.10
02.05.01.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	215.04
02.05.01.04	MURO LADRILLO DE CABEZA KK TIPO IV 1:4	m2	236.38
02.05.02	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE J - ESCALERA		
02.05.02.01	LADRILLO 24X12X6 1:5 JUNTA: 1.5 cm	und	3486.14
02.05.02.02	MORTERO JUNTA: 1.5 cm	m3	3.08
02.05.02.03	ALAMBRE DE 3/8' REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS	kg	71.68
02.05.02.04	MURO LADRILLO DE CABEZA KK TIPO IV 1:4	m2	100.40

ANEXO D

Costos Unitarios de Partidas de Concreto Armado

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA: PRESUPUESTO

Partida	01.01.02	Rendimiento	300.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS	Unidad	m3
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA	Fecha	10/06/2020
Descripción	Eliminación de material excedente		

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Equipos				
03011700020009	Retroexcavadora S/O 75-110 HP, 50 - 1.3 Y3	hm	0.0667	150.00	10.01
03012200040002	CAMION VOLQUETE DE 10 m3	hm	0.0667	150.00	10.01
					20.02
	Mano de Obra				
0101010005	PEON	hh	0.1333	15.78	2.10
01010100060001	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	0.1333	23.72	3.16
					5.26
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	5.26	0.16
					0.16
				Costo directo (En S/.)	25.44

Partida	01.02.01	Rendimiento	200.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS	Unidad	m2
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA	Fecha	10/06/2020
Descripción	Nivelación de terreno natural a nivel de subrasante		

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.0160	21.86	0.35
0101010005	PEON	hh	0.0320	15.78	0.50
					0.85
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	0.85	0.03
					0.03
				Costo directo (En S/.)	0.88

Partida	01.02.02	Rendimiento	450.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS	Unidad	m3
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA	Fecha	10/06/2020
Descripción	Relleno con material afirmado hasta en zona de terreno natural		

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Materiales				
0219010012	AFIRMADO	m3	1.2500	50.00	62.50
					62.50
	Mano de Obra				
0101010004	OFICIAL	hh	0.0800	17.54	1.40
0101010005	PEON	hh	0.1600	15.78	2.52
					3.92
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	3.92	0.12
					0.12
				Costo directo (En S/.)	66.54

Partida	01.02.03	Rendimiento	200.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS	Unidad	m2
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA	Fecha	10/06/2020
Descripción	Nivelación de relleno a nivel de rasante para construcción de edificios		

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.0160	21.86	0.35
0101010005	PEON	hh	0.0320	15.78	0.50
					0.85
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	0.85	0.03
					0.03
				Costo directo (En S/.)	0.88

Partida	01.03.01	Rendimiento	35.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS	Unidad	m3
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA	Fecha	10/06/2020
Descripción	Colocacion de base de afirmado de h=5cm		

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
--------	----------	--------	----------	------------------	----------------------

0219010012	Materiales AFIRMADO	m3	0.2250	50.00	11.25
					11.25
03012900010002	Equipos VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	0.0667	50.00	3.34
					3.34
0101010003	Mano de Obra OPERARIO	hh	0.0267	21.86	0.58
0101010004	OFICIAL	hh	0.0267	17.54	0.47
0101010005	PEON	hh	0.2133	15.78	3.37
					4.42
0301010006	Herramientas HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	4.42	0.13
					0.13
				Costo directo (En S/.)	19.14

Partida	01.04.01		Rendimiento		200.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS		Unidad		m
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA		Fecha		10/06/2020
Descripción	Corte y nivelación de terreno a nivel de subrasante				

CODIGO RECURSOS UNIDAD CANTIDAD IO DE LOS RECURS COSTOS PARCIALES S/.

0101010003	Mano de Obra OPERARIO	hh	0.0160	21.86	0.35
0101010005	PEON	hh	0.0320	15.78	0.50
					0.85
0301010006	Herramientas HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	0.85	0.03
					0.03
				Costo directo (En S/.)	0.88

Partida	01.04.02		Rendimiento		35.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS		Unidad		m3
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA		Fecha		10/06/2020
Descripción	Colocacion de base de afirmado de h=10cm				

CODIGO RECURSOS UNIDAD CANTIDAD IO DE LOS RECURS COSTOS PARCIALES S/.

0219010012	Materiales AFIRMADO	m3	1.2500	50.00	62.50
					62.50
0101010004	Mano de Obra OFICIAL	hh	0.0800	17.54	1.40
0101010005	PEON	hh	0.1600	15.78	2.52
					3.92
0301010006	Herramientas HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	3.92	0.12
					0.12
				Costo directo (En S/.)	66.54

Partida	01.04.03		Rendimiento		4.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS		Unidad		m3
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA		Fecha		10/06/2020
Descripción	Excavación de hoyos para instalación de columnas de estructura de cobertura				

CODIGO RECURSOS UNIDAD CANTIDAD IO DE LOS RECURS COSTOS PARCIALES S/.

0101010005	Mano de Obra PEON	hh	33.3338	15.78	526.01
					526.01
0301010006	Herramientas HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	526.01	15.78
					15.78
				Costo directo (En S/.)	541.79

Partida	01.05.01		Rendimiento		100.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS		Unidad		m
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA		Fecha		10/06/2020
Descripción	Corte de superficie hasta prof 0.15m				

CODIGO RECURSOS UNIDAD CANTIDAD IO DE LOS RECURS COSTOS PARCIALES S/.

0101010003	Mano de Obra OPERARIO	hh	0.0320	21.86	0.70
0101010005	PEON	hh	0.0640	15.78	1.01
					1.71
0301010006	Herramientas HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	1.71	0.05
					0.05
				Costo directo (En S/.)	1.76

Partida	01.05.02		Rendimiento		450.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS		Unidad		m3
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA		Fecha		10/06/2020
Descripción	Relleno con material orgánico hasta h=0.15m				

CODIGO RECURSOS UNIDAD CANTIDAD IO DE LOS RECURS COSTOS PARCIALES S/.

	Materiales				
0207040004	MATERIAL ORGANICO	m3	0.2250	15.00	3.38
					3.38
	Mano de Obra				
0101010004	OFICIAL	hh	0.0062	17.54	0.11
0101010005	PEON	hh	0.0124	15.78	0.20
					0.31
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	0.31	0.01
					0.01
				Costo directo (En S/.)	3.70

Partida	01.05.03			Rendimiento	
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	m3
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Excavación hasta nivel de terreno natural para siembra de plantón de neem				

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Mano de Obra				
0101010005	PEON	hh	0.0300	15.78	0.47
					0.47
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	0.47	0.01
					0.01
				Costo directo (En S/.)	0.48

Partida	02.01			Rendimiento	
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	und
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Cimiento corrido, concreto ciclopeo C:H 1:10+30% pm				

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Materiales				
0207010006	PIEDRA GRANDE DE 8"	m3	0.5000	50.00	25.00
0207030001	HORMIGON	m3	0.8720	50.00	43.60
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	3.0450	20.17	61.42
					130.02
	Equipos				
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (18 HP)	hm	0.0400	60.00	2.40
					2.40
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.3200	21.86	7.00
0101010004	OFICIAL	hh	0.3200	17.54	5.61
0101010005	PEON	hh	1.9200	15.78	30.30
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.3200	23.51	7.52
					50.43
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	50.43	1.51
					1.51
				Costo directo (En S/.)	184.36

Partida	02.02			Rendimiento	
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	m2
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Falso piso mezcla C:H 1:8 e=10.cm				

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Materiales				
0207030001	HORMIGON	m3	0.1310	50.00	6.55
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	0.3840	20.17	7.75
					14.30
	Equipos				
03012900030004	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (18 HP)	hm	0.0200	60.00	1.20
					1.20
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.3200	21.86	7.00
0101010005	PEON	hh	0.9600	15.78	15.15
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.1600	23.51	3.76
					25.91
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	25.91	0.78
					0.78
				Costo directo (En S/.)	42.19

Partida	03.01.01			Rendimiento	
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	m3
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Concreto f'c=175 Kg/cm2 sobrecimiento				

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Materiales				
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	0.6000	50.00	30.00
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	0.5500	50.00	27.50

0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	7.5000	20.17	151.28
					208.78
	Equipos				
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	0.0833	50.00	4.17
0301290006	MEZCLADORA DE CONCRETO T/TAMBOR 18HP	hm	0.0833	60.00	5.00
					9.17
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	1.3330	21.86	29.14
0101010004	OFICIAL	hh	0.6667	17.54	11.69
0101010005	PEON	hh	4.0000	15.78	63.12
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.6667	23.51	15.67
					119.62
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	119.62	3.59
					3.59
				Costo directo (En S/.)	341.16

Partida	03.01.02	Rendimiento	12.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS	Unidad	m2
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA	Fecha	10/06/2020
Descripción	Encofrado y desencofrado normal sobrecimiento		

CODIGO RECURSOS UNIDAD CANTIDAD IO DE LOS RECURS COSTOS PARCIALES S/.

	Materiales				
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	0.4000	3.30	1.32
02041200010004	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2"	kg	0.3000	4.50	1.35
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	6.0000	5.10	30.60
					33.27
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.5333	21.86	11.66
0101010004	OFICIAL	hh	0.5333	17.54	9.35
0101010005	PEON	hh	0.5333	15.78	8.42
					29.43
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	29.43	0.88
					0.88
				Costo directo (En S/.)	63.58

Partida	03.01.03	Rendimiento	260.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS	Unidad	kg
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA	Fecha	10/06/2020
Descripción	Acero fy=4200 Kg/cm2 sobrecimiento		

CODIGO RECURSOS UNIDAD CANTIDAD IO DE LOS RECURS COSTOS PARCIALES S/.

	Materiales				
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	0.0600	3.30	0.20
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1.0500	3.50	3.68
					3.88
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.0320	21.86	0.70
0101010004	OFICIAL	hh	0.0320	17.54	0.56
					1.26
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	1.26	0.04
					0.04
				Costo directo (En S/.)	5.18

Partida	03.02.01	Rendimiento	
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS	Unidad	m3
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA	Fecha	10/06/2020
Descripción	Concreto fc=210 Kg/cm2 columnas		

CODIGO RECURSOS UNIDAD CANTIDAD IO DE LOS RECURS COSTOS PARCIALES S/.

	Materiales				
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	0.6000	50.00	30.00
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	0.5500	50.00	27.50
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	9.7500	20.17	196.66
					254.16
	Equipos				
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	0.0833	50.00	4.17
0301290006	MEZCLADORA DE CONCRETO T/TAMBOR 18HP	hm	0.0833	60.00	5.00
					9.17
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	1.3330	21.86	29.14
0101010005	PEON	hh	4.0000	15.78	63.12
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.6667	23.51	15.67
					107.93
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	107.93	3.24
					3.24
				Costo directo (En S/.)	374.50

Partida	03.02.02	Rendimiento	12.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS	Unidad	m2
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA	Fecha	10/06/2020

Descripción **Encofrado y desencofrado normal columnas**

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Materiales				
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	0.4000	3.30	1.32
02041200010004	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2"	kg	0.3000	4.50	1.35
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	6.0000	5.10	30.60
					33.27
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.6667	21.86	14.57
0101010004	OFICIAL	hh	0.6667	17.54	11.69
0101010005	PEON	hh	0.6667	15.78	10.52
					36.78
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	36.78	1.10
					1.10
				Costo directo (En S/.)	71.15
Partida	03.02.03			Rendimiento	260.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	kg
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Acero fy=4200 Kg/cm2 columnas				

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Materiales				
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	0.0600	3.30	0.20
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1.0500	3.50	3.68
					3.88
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.0320	21.86	0.70
0101010004	OFICIAL	hh	0.0320	17.54	0.56
					1.26
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	1.26	0.04
					0.04
				Costo directo (En S/.)	5.18
Partida	03.03.01			Rendimiento	
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	m3
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Concreto f'c=210 Kg/cm2 vigas				

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Materiales				
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	0.6000	50.00	30.00
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	0.5500	50.00	27.50
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	9.7500	20.17	196.66
					254.16
	Equipos				
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	0.0833	50.00	4.17
0301290006	MEZCLADORA DE CONCRETO T/TAMBOR 18HP	hm	0.0833	60.00	5.00
					9.17
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	1.3330	21.86	29.14
0101010005	PEON	hh	4.0000	15.78	63.12
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.6667	23.51	15.67
					107.93
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	107.93	3.24
					3.24
				Costo directo (En S/.)	374.50
Partida	03.03.02			Rendimiento	12.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	m2
Obra	PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Encofrado y desencofrado normal vigas				

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Materiales				
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	0.4000	3.30	1.32
02041200010004	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2"	kg	0.3000	4.50	1.35
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	6.0000	5.10	30.60
					33.27
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.6667	21.86	14.57
0101010004	OFICIAL	hh	0.6667	17.54	11.69
0101010005	PEON	hh	0.6667	15.78	10.52
					36.78
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	36.78	1.10
					1.10
				Costo directo (En S/.)	71.15
Partida	03.03.03			Rendimiento	260.0000

Presupuesto **PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS** Unidad **kg**
 Obra **PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA** Fecha **10/06/2020**
 Descripción **Acero fy=4200 Kg/cm2 vigas**

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES \$/.
Materiales					
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	0.0600	3.30	0.20
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1.0500	3.50	3.68
					3.88
Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	0.0320	21.86	0.70
0101010004	OFICIAL	hh	0.0320	17.54	0.56
					1.26
Herramientas					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	1.26	0.04
					0.04
					Costo directo (En \$/.)
					5.18

Partida **03.04.01** Rendimiento **36.0000**
 Presupuesto **PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS** Unidad **m3**
 Obra **PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA** Fecha **10/06/2020**
 Descripción **Concreto f'c=210 Kg/cm2, ladrillo industrial de 15x30x30, acero corrugado de refuerzo. Incluye encofrado y desencofrado**

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES \$/.
Materiales					
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	0.0600	3.30	0.20
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1.0500	3.50	3.68
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	0.6000	50.00	30.00
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	0.5500	50.00	27.50
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	9.7500	20.17	196.66
02160100040002	LADRILLO PARA TECHO 8H DE 15X30X30 cm	ml	1.0500	2.41	2.53
					260.57
Equipos					
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	0.6016	50.00	30.08
0301290006	MEZCLADORA DE CONCRETO T/TAMBOR 18HP	hm	0.6016	60.00	36.10
					66.18
Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	2.3111	21.86	50.52
0101010004	OFICIAL	hh	0.2311	17.54	4.05
0101010005	PEON	hh	0.4000	15.78	6.31
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	4.8151	23.51	113.20
					174.08
Herramientas					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	174.08	5.22
					5.22
					Costo directo (En \$/.)
					506.05

Partida **04.01** Rendimiento **11.0000**
 Presupuesto **PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS** Unidad **m2**
 Obra **PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA** Fecha **10/06/2020**
 Descripción **Muro de ladrillo en saga C:A 1:5, e=5cm**

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES \$/.
Materiales					
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	0.0240	50.00	1.20
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	0.1670	20.17	3.37
02160100010001	LADRILLO KK 18 HUECOS 9X13X24 cm	ml	40.0000	0.67	26.80
					31.37
Equipos					
0301340001	ANDAMIO METALICO	dia	0.4170	40.00	16.68
					16.68
Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.3333	21.86	29.15
0101010005	PEON	hh	1.3333	15.78	21.04
					50.19
Herramientas					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	50.19	1.51
					1.51
					Costo directo (En \$/.)
					99.75

Partida **05.01** Rendimiento **8.0000**
 Presupuesto **PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS** Unidad **m2**
 Obra **PRESUPUESTO FUNDO MOSQUETA** Fecha **10/06/2020**
 Descripción **Tarrajeo de muros con mezcla de cemento y arena**

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES \$/.
Materiales					
02041200010004	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2"	kg	0.0220	4.50	0.10
02070200010001	ARENA FINA	m3	0.0160	50.00	0.80
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	0.1170	20.17	2.36
					3.26
Equipos					
03010600020007	REGLA DE MADERA PINO 2" X 6" X 10'	und	0.0250	43.00	1.08
0301340001	ANDAMIO METALICO	dia	0.0167	40.00	0.67

	Mano de Obra				1.75
0101010003	OPERARIO	hh	0.5333	21.86	11.66
0101010005	PEON	hh	0.5333	15.78	8.42
					20.08
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	20.08	0.60
					0.60
				Costo directo (En S/.)	25.69

Partida	05.02			Rendimiento	6.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	m2
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Vestidura de derrames en puertas y ventanas				

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
--------	----------	--------	----------	------------------	----------------------

	Materiales				
02041200010004	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2"	kg	0.0220	4.50	0.10
02070200010001	ARENA FINA	m3	0.0020	50.00	0.10
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	0.0358	20.17	0.72
					0.92

	Equipos				
03010600020007	REGLA DE MADERA PINO 2" X 6" X 10'	und	0.0250	43.00	1.08
0301340001	ANDAMIO METALICO	dia	0.0125	40.00	0.50
					1.58

	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.4000	21.86	8.74
0101010005	PEON	hh	0.4000	15.78	6.31
					15.05

	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	15.05	0.45
					0.45
				Costo directo (En S/.)	18.00

Partida	05.03			Rendimiento	10.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	m2
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Tarrajeo de techo con mezcla de cemento y arena				

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
--------	----------	--------	----------	------------------	----------------------

	Materiales				
02041200010004	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2 1/2"	kg	0.0220	4.50	0.10
02070200010001	ARENA FINA	m3	0.0160	50.00	0.80
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	0.1170	20.17	2.36
					3.26

	Equipos				
03010600020007	REGLA DE MADERA PINO 2" X 6" X 10'	und	0.0250	43.00	1.08
0301340001	ANDAMIO METALICO	dia	0.0250	40.00	1.00
					2.08

	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.8000	21.86	17.49
0101010005	PEON	hh	0.8000	15.78	12.62
					30.11

	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	30.11	0.90
					0.90
				Costo directo (En S/.)	36.35

Partida	06.01			Rendimiento	100.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	m2
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Contrapiso de cemento y arena de 25mm				

CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
--------	----------	--------	----------	------------------	----------------------

	Materiales				
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	0.0600	50.00	3.00
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	0.4000	20.17	8.07
					11.07

	Equipos				
03010600020007	REGLA DE MADERA PINO 2" X 6" X 10'	und	0.0600	43.00	2.58
0301290006	MEZCLADORA DE CONCRETO T/TAMBOR 18HP	hm	0.1000	60.00	6.00
					8.58

	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.3000	21.86	6.56
0101010004	OFICIAL	hh	0.2000	17.54	3.51
0101010005	PEON	hh	0.6000	15.78	9.47
					19.54

	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	19.54	0.59
					0.59
				Costo directo (En S/.)	39.78

Partida	06.02			Rendimiento	100.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	m2
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020

Descripción	Contrapiso de cemento y arena de 48mm				
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Materiales				
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	0.0600	50.00	3.00
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	0.4000	20.17	8.07
					11.07
	Equipos				
03010600020007	REGLA DE MADERA PINO 2" X 6" X 10'	und	0.0600	43.00	2.58
0301290006	MEZCLADORA DE CONCRETO T/TAMBOR 18HP	hm	0.1000	60.00	6.00
					8.58
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.3000	21.86	6.56
0101010004	OFICIAL	hh	0.2000	17.54	3.51
0101010005	PEON	hh	0.6000	15.78	9.47
					19.54
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	19.54	0.59
					0.59
				Costo directo (En S/.)	39.78
Partida	07.01			Rendimiento	6.0000
Presupuesto	PRESUPUESTO DE ADMINISTRATIVAS			Unidad	m
Obra	PRESUPUESTO FONDO MOSQUETA			Fecha	10/06/2020
Descripción	Mesada de concreto a=0.60m				
CODIGO	RECURSOS	UNIDAD	CANTIDAD	IO DE LOS RECURS	COSTOS PARCIALES S/.
	Materiales				
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	6.0900	3.50	21.32
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg	0.0730	4.50	0.33
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3	0.0400	50.00	2.00
02070200010002	ARENA GRUESA	m3	0.0300	50.00	1.50
0213010008	CEMENTO PORTLAND TIPO MS	bol	0.5000	20.17	10.09
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	6.0000	5.10	30.60
					65.84
	Equipos				
0301290006	MEZCLADORA DE CONCRETO T/TAMBOR 18HP	hm	0.4000	60.00	24.00
					24.00
	Mano de Obra				
0101010003	OPERARIO	hh	0.4000	21.86	8.74
0101010005	PEON	hh	0.8000	15.78	12.62
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.4000	23.51	9.40
					30.76
	Herramientas				
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	30.76	0.92
					0.92
				Costo directo (En S/.)	121.52
				Fecha :	11/06/2020 06:25:41 p. m.

ANEXO E

Presupuesto General de Diseño en Concreto Armado

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA

Subpresupuesto 001 BLOQUE A

Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020

Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				521.27
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	83.94	3.49	292.95
01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	83.94	2.72	228.32
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				4,429.50
02.01	EXCAVACION PARA ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS	m3	34.74	39.96	1,388.21
02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	10.30	40.89	421.17
02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	5.05	21.99	111.05
02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	75.63	29.97	2,266.63
02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	24.44	9.92	242.44
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				8,827.65
03.01	SOLADO				499.52
03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	1.37	364.61	499.52
03.02	CIMIENTO CORRIDO				3,697.46
03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	7.91	376.83	2,980.73
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	26.36	27.19	716.73
03.03	SOBRECIMIENTO				2,488.70
03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	3.07	448.50	1,376.90
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTOS	m2	40.89	27.19	1,111.80
03.04	FALSO PISO				2,141.97
03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	5.16	415.11	2,141.97
04	CONCRETO ARMADO				30,791.18
04.01	ZAPATAS				5,047.82
04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	6.98	506.14	3,532.86
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	19.71	46.99	926.17
04.01.03	ACERO PARA ZAPATAS FY=4200 KG/CM2	kg	136.61	4.31	588.79
04.02	VIGAS DE CIMENTACION				2,725.28
04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	2.00	506.14	1,012.28
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	16.04	46.99	753.72
04.02.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY=4200 KG/CM2	kg	222.57	4.31	959.28
04.03	COLUMNAS				6,495.93
04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	4.32	477.03	2,060.77
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	54.85	29.30	1,607.11
04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'Y=4200 KG/CM2	kg	656.16	4.31	2,828.05
04.04	VIGAS DE TECHO				7,646.24
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	4.99	506.14	2,525.64
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	32.32	76.89	2,485.08
04.04.03	ACERO EN VIGAS FY=4200 KG/CM2	kg	611.49	4.31	2,635.52
04.05	LOSAS ALIGERADAS				8,875.91
04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS Fc = 210 Kg/cm2	m3	5.90	506.14	2,986.23
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	71.49	47.24	3,377.19
04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS Fy = 4200 kg/cm2	kg	209.72	4.31	903.89
04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	607.02	2.65	1,608.60
05	OBRAS DE ALBAÑILERIA				3,879.78
05.01	MURO DE ALBAÑILERIA				
05.02	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	33.28	116.58	3,879.78
	Costo Directo				48,449.38

SON : CUARENTIOCHO MIL CUATROCIENTOS CUARENTINUEVE Y 38/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA

Subpresupuesto 002 BLOQUE B

Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020

Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				947.83
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	152.63	3.49	532.68
01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	152.63	2.72	415.15
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				8,053.95
02.01	EXCAVACION PARA ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS	m3	63.17	39.96	2,524.27
02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	18.73	40.89	765.87
02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	9.19	21.99	202.09
02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	137.50	29.97	4,120.88
02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	44.44	9.92	440.84
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				16,051.51
03.01	SOLADO				911.53
03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	2.50	364.61	911.53
03.02	CIMIENTO CORRIDO				6,722.04
03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	14.38	376.83	5,418.82
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	47.93	27.19	1,303.22
03.03	SOBRECIMIENTO				4,524.21
03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	5.58	448.50	2,502.63
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTOS	m2	74.35	27.19	2,021.58
03.04	FALSO PISO				3,893.73
03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	9.38	415.11	3,893.73
04	CONCRETO ARMADO				55,993.20
04.01	ZAPATAS				9,177.60
04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	12.69	506.14	6,422.92
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	35.84	46.99	1,684.12
04.01.03	ACERO PARA ZAPATAS FY=4200 KG/CM2	kg	248.39	4.31	1,070.56
04.02	VIGAS DE CIMENTACION				4,956.71
04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	3.64	506.14	1,842.35
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	29.16	46.99	1,370.23
04.02.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY=4200 KG/CM2	kg	404.67	4.31	1,744.13
04.03	COLUMNAS				11,813.18
04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	7.86	477.03	3,749.46
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	99.72	29.30	2,921.80
04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'Y=4200 KG/CM2	kg	1,193.02	4.31	5,141.92
04.04	VIGAS DE TECHO				13,906.44
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	9.08	506.14	4,595.75
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	58.77	76.89	4,518.83
04.04.03	ACERO EN VIGAS FY=4200 KG/CM2	kg	1,111.80	4.31	4,791.86
04.05	LOSAS ALIGERADAS				16,139.27
04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS Fc = 210 Kg/cm2	m3	10.73	506.14	5,430.88
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	129.98	47.24	6,140.26
04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS Fy = 4200 kg/cm2	kg	381.30	4.31	1,643.40
04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	1,103.67	2.65	2,924.73
05	OBRAS DE ALBAÑILERIA				7,055.42
05.01	MURO DE ALBAÑILERIA				
05.02	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	60.52	116.58	7,055.42
	Costo Directo				88,101.91

SON : OCHENTIOCHO MIL CIENTO UNO Y 91/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA

Subpresupuesto 003 BLOQUE C

Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020

Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				672.92
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	108.36	3.49	378.18
01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	108.36	2.72	294.74
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				5,718.37
02.01	EXCAVACION PARA ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS	m3	44.85	39.96	1,792.21
02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	13.30	40.89	543.84
02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	6.52	21.99	143.37
02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	97.63	29.97	2,925.97
02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	31.55	9.92	312.98
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				11,394.12
03.01	SOLADO				645.36
03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	1.77	364.61	645.36
03.02	CIMIENTO CORRIDO				4,772.71
03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	10.21	376.83	3,847.43
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	34.03	27.19	925.28
03.03	SOBRECIMIENTO				3,211.42
03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	3.96	448.50	1,776.06
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTOS	m2	52.79	27.19	1,435.36
03.04	FALSO PISO				2,764.63
03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	6.66	415.11	2,764.63
04	CONCRETO ARMADO				39,754.84
04.01	ZAPATAS				6,516.33
04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	9.01	506.14	4,560.32
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	25.45	46.99	1,195.90
04.01.03	ACERO PARA ZAPATAS FY=4200 KG/CM2	kg	176.36	4.31	760.11
04.02	VIGAS DE CIMENTACION				3,521.94
04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	2.59	506.14	1,310.90
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	20.70	46.99	972.69
04.02.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY=4200 KG/CM2	kg	287.32	4.31	1,238.35
04.03	COLUMNAS				8,387.01
04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	5.58	477.03	2,661.83
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	70.80	29.30	2,074.44
04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'Y=4200 KG/CM2	kg	847.04	4.31	3,650.74
04.04	VIGAS DE TECHO				9,869.62
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	6.44	506.14	3,259.54
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	41.72	76.89	3,207.85
04.04.03	ACERO EN VIGAS FY=4200 KG/CM2	kg	789.38	4.31	3,402.23
04.05	LOSAS ALIGERADAS				11,459.94
04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS Fc = 210 Kg/cm2	m3	7.62	506.14	3,856.79
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	92.29	47.24	4,359.78
04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS Fy = 4200 kg/cm2	kg	270.72	4.31	1,166.80
04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	783.61	2.65	2,076.57
05	OBRAS DE ALBAÑILERIA				5,009.44
05.01	MURO DE ALBAÑILERIA				
05.02	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	42.97	116.58	5,009.44
	Costo Directo				62,549.69

SON : SESENTIDOS MIL QUINIENTOS CUARENTINUEVE Y 69/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA

Subpresupuesto 004 BLOQUE D

Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020

Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				705.77
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	113.65	3.49	396.64
01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	113.65	2.72	309.13
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				4,524.47
02.01	EXCAVACION PARA ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS	m3	37.08	39.96	1,481.72
02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	16.68	40.89	682.05
02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	5.46	21.99	120.07
02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	68.01	29.97	2,038.26
02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	20.40	9.92	202.37
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				5,010.20
03.01	SOLADO				689.11
03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	1.89	364.61	689.11
03.02	CIMIENTO CORRIDO				
03.03	SOBRECIMIENTO				3,337.36
03.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTOS	m2	36.18	27.19	983.73
03.03.02	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	4.54	376.83	1,710.81
03.03.03	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	2.71	448.50	1,215.44
03.04	FALSO PISO				
04	CONCRETO ARMADO				48,541.76
04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	15.12	27.19	411.11
04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	22.48	46.99	1,056.34
05	VIGAS DE CIMENTACION				9,968.51
06	ZAPATAS				9,968.51
06.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	4.40	415.11	1,826.48
06.02	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	1.78	506.14	900.93
06.03	ACERO PARA ZAPATAS FY=4200 KG/CM2	kg	452.66	4.31	1,950.96
06.04	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	11.15	506.14	5,643.46
06.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	14.16	46.99	665.38
06.06	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY=4200 KG/CM2	kg	187.42	4.31	807.78
07	COLUMNAS				9,139.09
07.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	6.37	477.03	3,038.68
07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	83.98	29.30	2,460.61
07.03	ACERO EN COLUMNAS F'Y=4200 KG/CM2	kg	844.50	4.31	3,639.80
08	VIGAS DE TECHO				11,364.23
08.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	8.10	506.14	4,099.73
08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	42.11	76.89	3,237.84
08.03	ACERO EN VIGAS FY=4200 KG/CM2	kg	934.26	4.31	4,026.66
09	LOSAS ALIGERADAS				14,195.83
09.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS Fc = 210 Kg/cm2	m3	9.75	506.14	4,934.87
09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	106.48	47.24	5,030.12
09.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS Fy = 4200 kg/cm2	kg	383.49	4.31	1,652.84
09.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	972.83	2.65	2,578.00
10	ESCALERAS				2,817.76
10.01	CONCRETO EN ESCALERA Fc =210 Kg/cm2	m3	2.38	506.14	1,204.61
10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA	m2	14.12	48.06	678.61
10.03	ACERO EN ESCALERA Fy = 4200 kg/cm2	kg	216.83	4.31	934.54
11	OBRAS DE ALBAÑILERIA				9,094.41
11.01	MURO DE ALBAÑILERIA				
11.02	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	78.01	116.58	9,094.41
12	MURO DE ALBAÑILERIA - ESCALERA				5,624.99
12.01	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	48.25	116.58	5,624.99

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE
 GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA
 Subpresupuesto 004 BLOQUE D
 Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020
 Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
	Costo Directo				75,328.08

SON : SETENTICINCO MIL TRESCIENTOS VEINTIOCHO Y 08/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA

Subpresupuesto 005 BLOQUE E

Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020

Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				379.12
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	61.05	3.49	213.06
01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	61.05	2.72	166.06
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				3,221.39
02.01	EXCAVACION PARA ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS	m3	25.27	39.96	1,009.79
02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	7.49	40.89	306.27
02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	3.67	21.99	80.70
02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	55.00	29.97	1,648.35
02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	17.77	9.92	176.28
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				6,418.06
03.01	SOLADO				364.61
03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	1.00	364.61	364.61
03.02	CIMIENTO CORRIDO				2,688.00
03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	5.75	376.83	2,166.77
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	19.17	27.19	521.23
03.03	SOBRECIMIENTO				1,808.79
03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	2.23	448.50	1,000.16
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTOS	m2	29.74	27.19	808.63
03.04	FALSO PISO				1,556.66
03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	3.75	415.11	1,556.66
04	CONCRETO ARMADO				22,397.54
04.01	ZAPATAS				3,673.27
04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	5.08	506.14	2,571.19
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	14.34	46.99	673.84
04.01.03	ACERO PARA ZAPATAS FY=4200 KG/CM2	kg	99.36	4.31	428.24
04.02	VIGAS DE CIMENTACION				1,984.52
04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	1.46	506.14	738.96
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	11.66	46.99	547.90
04.02.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY=4200 KG/CM2	kg	161.87	4.31	697.66
04.03	COLUMNAS				4,723.43
04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	3.14	477.03	1,497.87
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	39.89	29.30	1,168.78
04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'Y=4200 KG/CM2	kg	477.21	4.31	2,056.78
04.04	VIGAS DE TECHO				5,561.71
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	3.63	506.14	1,837.29
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	23.51	76.89	1,807.68
04.04.03	ACERO EN VIGAS FY=4200 KG/CM2	kg	444.72	4.31	1,916.74
04.05	LOSAS ALIGERADAS				6,454.61
04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS Fc = 210 Kg/cm2	m3	4.29	506.14	2,171.34
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	51.99	47.24	2,456.01
04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS Fy = 4200 kg/cm2	kg	152.52	4.31	657.36
04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	441.47	2.65	1,169.90
05	OBRAS DE ALBAÑILERIA				2,820.07
05.01	MURO DE ALBAÑILERIA				
05.02	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	24.19	116.58	2,820.07
	Costo Directo				35,236.18

SON : TRENTICINCO MIL DOSCIENTOS TRENTISEIS Y 18/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA

Subpresupuesto 006 BLOQUE F

Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020

Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				2,187.91
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	352.32	3.49	1,229.60
01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	352.32	2.72	958.31
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				14,025.03
02.01	EXCAVACION PARA ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS	m3	114.93	39.96	4,592.60
02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	51.71	40.89	2,114.42
02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	16.93	21.99	372.29
02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	210.82	29.97	6,318.28
02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	63.25	9.92	627.44
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				21,196.24
03.01	SOLADO				2,140.26
03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	5.87	364.61	2,140.26
03.02	CIMIENTO CORRIDO				6,572.63
03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	14.06	376.83	5,298.23
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	46.87	27.19	1,274.40
03.03	SOBRECIMIENTO				6,821.25
03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	8.41	448.50	3,771.89
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTOS	m2	112.15	27.19	3,049.36
03.04	FALSO PISO				5,662.10
03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	13.64	415.11	5,662.10
04	CONCRETO ARMADO				147,428.80
04.01	ZAPATAS				26,825.06
04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	34.58	506.14	17,502.32
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	69.69	46.99	3,274.73
04.01.03	ACERO PARA ZAPATAS FY=4200 KG/CM2	kg	1,403.25	4.31	6,048.01
04.02	VIGAS DE CIMENTACION				7,350.78
04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	5.50	506.14	2,783.77
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	43.90	46.99	2,062.86
04.02.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY=4200 KG/CM2	kg	581.01	4.31	2,504.15
04.03	COLUMNAS				28,332.33
04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	19.75	477.03	9,421.34
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	260.33	29.30	7,627.67
04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'Y=4200 KG/CM2	kg	2,617.94	4.31	11,283.32
04.04	VIGAS DE TECHO				35,229.88
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	25.11	506.14	12,709.18
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	130.55	76.89	10,037.99
04.04.03	ACERO EN VIGAS FY=4200 KG/CM2	kg	2,896.22	4.31	12,482.71
04.05	LOSAS ALIGERADAS				44,003.65
04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS Fc = 210 Kg/cm2	m3	30.22	506.14	15,295.55
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	330.07	47.24	15,592.51
04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS Fy = 4200 kg/cm2	kg	1,188.81	4.31	5,123.77
04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	3,015.78	2.65	7,991.82
04.06	ESCALERAS				5,687.10
04.06.01	CONCRETO EN ESCALERA Fc =210 Kg/cm2	m3	4.80	506.14	2,429.47
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA	m2	28.51	48.06	1,370.19
04.06.03	ACERO EN ESCALERA Fy = 4200 kg/cm2	kg	437.92	4.31	1,887.44
05	OBRAS DE ALBAÑILERIA				34,094.98
05.01	MURO DE ALBAÑILERIA				
05.02	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	192.06	116.58	22,390.35
05.03	MURO DE ALBAÑILERIA - ESCALERA				
05.04	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	100.40	116.58	11,704.63

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE
GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA
Subpresupuesto 006 BLOQUE F
Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020
Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
	Costo Directo				218,932.96

SON : DOSCIENTOS DIECIOCHO MIL NOVECIENTOS TRENTIDOS Y 96/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA

Subpresupuesto 007 BLOQUE G

Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020

Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				1,213.19
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	195.36	3.49	681.81
01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	195.36	2.72	531.38
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				9,449.78
02.01	EXCAVACION PARA ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS	m3	80.85	39.96	3,230.77
02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	2.97	40.89	121.44
02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	11.76	21.99	258.60
02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	176.00	29.97	5,274.72
02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	56.88	9.92	564.25
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				18,912.56
03.01	SOLADO				1,166.75
03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	3.20	364.61	1,166.75
03.02	CIMIENTO CORRIDO				6,970.38
03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	18.40	376.83	6,933.67
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	1.35	27.19	36.71
03.03	SOBRECIMIENTO				5,789.96
03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	7.14	448.50	3,202.29
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTOS	m2	95.17	27.19	2,587.67
03.04	FALSO PISO				4,985.47
03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	12.01	415.11	4,985.47
04	CONCRETO ARMADO				71,681.28
04.01	ZAPATAS				11,761.12
04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	16.27	506.14	8,234.90
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	45.88	46.99	2,155.90
04.01.03	ACERO PARA ZAPATAS FY=4200 KG/CM2	kg	317.94	4.31	1,370.32
04.02	VIGAS DE CIMENTACION				6,344.77
04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	4.66	506.14	2,358.61
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	37.32	46.99	1,753.67
04.02.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY=4200 KG/CM2	kg	517.98	4.31	2,232.49
04.03	COLUMNAS				15,120.44
04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	10.06	477.03	4,798.92
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	127.64	29.30	3,739.85
04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'Y=4200 KG/CM2	kg	1,527.07	4.31	6,581.67
04.04	VIGAS DE TECHO				17,798.62
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	11.62	506.14	5,881.35
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	75.22	76.89	5,783.67
04.04.03	ACERO EN VIGAS FY=4200 KG/CM2	kg	1,423.11	4.31	6,133.60
04.05	LOSAS ALIGERADAS				20,656.33
04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS Fc = 210 Kg/cm2	m3	13.73	506.14	6,949.30
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	166.38	47.24	7,859.79
04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS Fy = 4200 kg/cm2	kg	488.07	4.31	2,103.58
04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	1,412.70	2.65	3,743.66
05	OBRAS DE ALBAÑILERIA				9,031.45
05.01	MURO DE ALBAÑILERIA				
05.02	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	77.47	116.58	9,031.45
	Costo Directo				110,288.26

SON : CIENTO DIEZ MIL DOSCIENTOS OCHENTIOCHO Y 26/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA

Subpresupuesto 008 BLOQUE H

Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020

Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				1,764.44
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	284.13	3.49	991.61
01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	284.13	2.72	772.83
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				11,289.90
02.01	EXCAVACION PARA ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS	m3	92.17	39.96	3,683.11
02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	41.70	40.89	1,705.11
02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	13.65	21.99	300.16
02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	170.02	29.97	5,095.50
02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	51.01	9.92	506.02
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				17,095.38
03.01	SOLADO				1,728.25
03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	4.74	364.61	1,728.25
03.02	CIMIENTO CORRIDO				5,301.03
03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	11.34	376.83	4,273.25
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	37.80	27.19	1,027.78
03.03	SOBRECIMIENTO				5,499.89
03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	6.78	448.50	3,040.83
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTOS	m2	90.44	27.19	2,459.06
03.04	FALSO PISO				4,566.21
03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	11.00	415.11	4,566.21
04	CONCRETO ARMADO				119,833.40
04.01	ZAPATAS				21,634.53
04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	27.89	506.14	14,116.24
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	56.20	46.99	2,640.84
04.01.03	ACERO PARA ZAPATAS FY=4200 KG/CM2	kg	1,131.66	4.31	4,877.45
04.02	VIGAS DE CIMENTACION				5,930.20
04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	4.44	506.14	2,247.26
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	35.40	46.99	1,663.45
04.02.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY=4200 KG/CM2	kg	468.56	4.31	2,019.49
04.03	COLUMNAS				22,849.77
04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	15.93	477.03	7,599.09
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	209.94	29.30	6,151.24
04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'Y=4200 KG/CM2	kg	2,111.24	4.31	9,099.44
04.04	VIGAS DE TECHO				28,411.01
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	20.25	506.14	10,249.34
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	105.28	76.89	8,094.98
04.04.03	ACERO EN VIGAS FY=4200 KG/CM2	kg	2,335.66	4.31	10,066.69
04.05	LOSAS ALIGERADAS				35,486.54
04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS Fc = 210 Kg/cm2	m3	24.37	506.14	12,334.63
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	266.19	47.24	12,574.82
04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS Fy = 4200 kg/cm2	kg	958.72	4.31	4,132.08
04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	2,432.08	2.65	6,445.01
04.06	ESCALERAS				5,521.35
04.06.01	CONCRETO EN ESCALERA Fc =210 Kg/cm2	m3	4.66	506.14	2,358.61
04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA	m2	27.68	48.06	1,330.30
04.06.03	ACERO EN ESCALERA Fy = 4200 kg/cm2	kg	425.16	4.31	1,832.44
05	OBRAS DE ALBAÑILERIA				28,928.16
05.01	MURO DE ALBAÑILERIA				
05.02	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	147.74	116.58	17,223.53
05.03	MURO DE ALBAÑILERIA - ESCALERA				
05.04	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	100.40	116.58	11,704.63

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE
GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA
Subpresupuesto 008 BLOQUE H
Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020
Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
	Costo Directo				178,911.28

SON : CIENTO SETENTIOCHO MIL NOVECIENTOS ONCE Y 28/100 NUEVOS SOLES

Presupuesto

Presupuesto 1301002 MEJORAMIENTO DELL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA DE CONTUMAZA, CAJAMARCA

Subpresupuesto 009 BLOQUE I

Cliente TESIS - INVESTIGACION Costo al 13/09/2020

Lugar CAJAMARCA - CONTUMAZA - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				379.12
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	61.05	3.49	213.06
01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	61.05	2.72	166.06
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				3,221.39
02.01	EXCAVACION PARA ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS	m3	25.27	39.96	1,009.79
02.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	7.49	40.89	306.27
02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	3.67	21.99	80.70
02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	55.00	29.97	1,648.35
02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	17.77	9.92	176.28
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				6,418.06
03.01	SOLADO				364.61
03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	1.00	364.61	364.61
03.02	CIMIENTO CORRIDO				2,688.00
03.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	5.75	376.83	2,166.77
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	19.17	27.19	521.23
03.03	SOBRECIMIENTO				1,808.79
03.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PIEDRA MEDIANA	m3	2.23	448.50	1,000.16
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTOS	m2	29.74	27.19	808.63
03.04	FALSO PISO				1,556.66
03.04.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	3.75	415.11	1,556.66
04	CONCRETO ARMADO				22,397.54
04.01	ZAPATAS				3,673.27
04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	5.08	506.14	2,571.19
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	14.34	46.99	673.84
04.01.03	ACERO PARA ZAPATAS FY=4200 KG/CM2	kg	99.36	4.31	428.24
04.02	VIGAS DE CIMENTACION				1,984.52
04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	1.46	506.14	738.96
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	11.66	46.99	547.90
04.02.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY=4200 KG/CM2	kg	161.87	4.31	697.66
04.03	COLUMNAS				4,723.43
04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	3.14	477.03	1,497.87
04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	39.89	29.30	1,168.78
04.03.03	ACERO EN COLUMNAS F'Y=4200 KG/CM2	kg	477.21	4.31	2,056.78
04.04	VIGAS DE TECHO				5,561.71
04.04.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C=210 KG/CM²	m3	3.63	506.14	1,837.29
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	23.51	76.89	1,807.68
04.04.03	ACERO EN VIGAS FY=4200 KG/CM2	kg	444.72	4.31	1,916.74
04.05	LOSAS ALIGERADAS				6,454.61
04.05.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS Fc = 210 Kg/cm2	m3	4.29	506.14	2,171.34
04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	51.99	47.24	2,456.01
04.05.03	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS Fy = 4200 kg/cm2	kg	152.52	4.31	657.36
04.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	441.47	2.65	1,169.90
05	OBRAS DE ALBAÑILERIA				2,822.40
05.01	MURO DE ALBAÑILERIA				
05.02	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	24.21	116.58	2,822.40
	Costo Directo				35,238.51

SON : TRENTICINCO MIL DOSCIENTOS TRENTIOCHO Y 51/100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Presupuesto MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO DE TOTORILLAS, DISTRITO DE
Sub Presupuesto 10 BLOQUE J
Cliente TESIS - INVESTIGACION
Lugar CAJAMARCA - GUZMANGO - CONTUMAZA

Item	Descripcion	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1 Trabajos Preliminares					S/ 2,823.12
1.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	454.61	3.49	1586.58
1.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	454.61	2.72	1236.53
2 Movimiento de Tierras					S/ 18,063.85
2.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	147.47	39.96	5892.98
2.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	66.72	40.89	2728.18
2.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS	m3	21.84	21.99	480.26
2.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	272.03	29.97	8152.80
2.05	ELMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	81.62	9.92	809.63
3 Obras de Concreto Simple					S/ 27,352.62
3.01 Solado					S/ 2,765.20
3.01.01	SOLADO e=0.1	m3	7.58	364.61	2765.20
3.02 Cimiento Corrido					S/ 8,481.65
3.02.01	CONCRETO EN CIMIENTO CORRIDO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PEDRA MEDIANA	m3	18.14	376.83	6837.20
3.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	60.48	27.19	1644.45
3.03 Sobrecimiento					S/ 8,799.83
3.03.01	CONCRETO EN SOBRECIMIENTO 1:8 CEMENTO:HORMIGON + 25% DE PEDRA MEDIANA	m3	10.85	448.5	4865.33
3.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	144.70	27.19	3934.50
3.02 Falso Piso					S/ 7,305.94
3.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCLA 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	17.60	415.11	7305.94
4 Concreto Armado					S/ 188,420.66
4.01 Zapatas					S/ 34,615.26
4.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C = 210 KG/CM2	m3	44.62	506.14	22585.99
4.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	89.92	46.99	4225.34
4.01.03	ACERO PARA ZAPATAS FY = 4200 KG/CM2	kg	1810.66	4.31	7803.93
4.02 Vigas de Cimentacion					S/ 9,488.32
4.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 210 KG/CM2	m3	7.10	506.14	3595.62
4.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGA DE CIMENTACION	m2	56.64	46.99	2661.51
4.02.03	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY = 4200 KG/CM2	kg	749.70	4.31	3231.19
4.03 Columnas					S/ 36,559.64
4.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C = 210 KG/CM2	m3	25.49	477.03	12158.54
4.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	335.90	29.3	9841.99
4.03.03	ACERO EN COLUMNAS FY = 4200 KG/CM2	kg	3377.98	4.31	14559.11
4.04 Vigas de Techo					S/ 45,457.61
4.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'C = 210 KG/CM2	m3	32.40	506.14	16398.94
4.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	m2	168.45	76.89	12951.97
4.04.03	ACERO EN VIGAS FY = 4200 KG/CM2	kg	3737.06	4.31	16106.71
4.05 Losas Aligeradas					S/ 56,778.47
4.05.01	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA / MACIZA F'C = 210 KG/CM2	m3	38.99	506.14	19735.41
4.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ALIGERADO / MACIZA	m2	425.90	47.24	20119.70
4.05.03	ACERO EN LOSA ALIGERADA / MACIZA FY = 4200 KG/CM2	kg	1533.95	4.31	6611.33
4.05.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 PARA ALIGERADO	und	3891.33	2.65	10312.02
4.06 Escaleras					S/ 5,521.35
4.06.01	CONCRETO EN ESCALERA F'C = 210 KG/CM2	m3	4.66	506.14	2358.61
4.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA	m2	27.68	48.06	1330.30
4.06.03	ACERO EN ESCALERA FY = 4200 KG/CM2	kg	425.16	4.31	1832.44
5 Obras de Albañileria					S/ 39,262.28
5.01 Muro de Albañileria					S/ 27,557.65
5.01.01	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	236.38	116.58	27557.65
5.02 Muro de Albañileria - Escalera					S/ 11,704.63
5.02.01	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	100.40	116.58	11704.63

Costo Directo **S/275,922.53**

SON: DOS CIENTOS SETENTA Y CINCO MIL NOVECIENTOS VEINTIDOS CON 53/100 NUEVOS SOLES

ANEXO F

Resumen de Metrado de Diseño en Acero

3	BLOQUE A		
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	105.70
03.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	105.70
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	33.75
03.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	15.51
03.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	5.08
03.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	63.25
03.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	18.33
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.03.01	SOLADO		
03.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	1.07
03.03.02	FALSO PISO		
03.03.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	4.09
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.04.01	ZAPATAS		
03.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	5.35
03.04.01.02	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	217.62
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	13.86
03.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	1.61
03.04.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	220.37
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	12.86
03.04.03	PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO		
03.04.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'c=210 KG/CM2	m3	6.84
03.04.03.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	84.50
03.04.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2	4.32
03.04.04	LOSAS ALIGERADAS		
03.04.04.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	5.90
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	11.69
03.04.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	306.41
03.05	ESTRUCTURAS METÁLICAS		
03.05.01	PLACA BASE		
03.05.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	3.60
03.05.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	0.40
03.05.02	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS		
03.05.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1.44
03.05.03	VIGAS METALICAS		
03.05.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W6X12	ton	1.36
03.05.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	34
03.05.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35	ton	1.77
03.05.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	6
03.05.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	5
03.05.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	3.25
03.05.04	ARRIOSTRES		
03.05.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0.24
03.05.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0.51
03.05.04.03	SOLDERO COLABORANTE AD600	kg	18.38
03.05.05	LOSA COLABORANTE		
03.05.05.01	PLACA COLABORANTE AD600	m2	97.59

3	BLOQUE B		
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	229.01
03.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	229.01
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	73.13
03.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	33.61
03.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	11.00
03.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	137.03
03.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	39.72
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.03.01	SOLADO		
03.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	2.32
03.03.02	FALSO PISO		
03.03.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	8.87
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.04.01	ZAPATAS		
03.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	11.60
03.04.01.02	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	471.51
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	30.03
03.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	3.48
03.04.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	477.46
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	27.87
03.04.03	PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO		
03.04.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'c=210 KG/CM2	m3	14.83
03.04.03.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	183.07
03.04.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2	9.36
03.04.04	LOSAS ALIGERADAS		
03.04.04.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	9.60
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	19.02
03.04.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	498.57
03.05	ESTRUCTURAS METÁLICAS		
03.05.01	PLACA BASE		
03.05.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	7.80
03.05.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	0.85
03.05.02	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS		
03.05.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1.44
03.05.03	VIGAS METALICAS		
03.05.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W6X12	ton	2.21
03.05.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	56
03.05.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35	ton	2.88
03.05.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	11
03.05.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	8
03.05.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	5.28
03.05.04	ARRIOSTRES		
03.05.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0.32
03.05.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0.68
03.05.04.03	SOLDERO COLABORANTE AD600	kg	24.5
03.05.05	LOSA COLABORANTE		
03.05.05.01	PLACA COLABORANTE AD600	m2	158.78

3	BLOQUE C			
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES			
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2		158.54
03.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2		158.54
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS			
03.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3		50.63
03.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3		23.27
03.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3		7.62
03.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2		94.87
03.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3		27.50
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE			
03.03.01	SOLADO			
03.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3		1.61
03.03.02	FALSO PISO			
03.03.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3		6.14
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO			
03.04.01	ZAPATAS			
03.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3		8.04
03.04.01.02	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg		326.42
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2		20.79
03.04.02	VIGAS DE CIMENTACION			
03.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3		2.41
03.04.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg		330.55
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2		19.30
03.04.03	PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO			
03.04.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'c=210 KG/CM2	m3		10.26
03.04.03.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg		126.74
03.04.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2		6.48
03.04.04	LOSAS ALIGERADAS			
03.04.04.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3		6.90
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2		13.67
03.04.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg		358.34
03.05	ESTRUCTURAS METÁLICAS			
03.05.01	PLACA BASE			
03.05.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza		5.40
03.05.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg		0.59
03.05.02	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS			
03.05.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton		1.16
03.05.03	VIGAS METALICAS			
03.05.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W6X12	ton		1.59
03.05.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza		40
03.05.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35	ton		2.07
03.05.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza		8
03.05.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza		6
03.05.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg		3.8
03.05.04	ARRIOSTRES			
03.05.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton		0.24
03.05.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton		0.51
03.05.04.03	SOLDERO COLABORANTE AD600	kg		18.38
03.05.05	LOSA COLABORANTE			
03.05.05.01	PLACA COLABORANTE AD600	m2		114.13

3	BLOQUE D			
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES			
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2		91.60
03.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2		91.60
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS			
03.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3		29.25
03.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3		13.44
03.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3		4.40
03.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2		54.81
03.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3		15.89
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE			
03.03.01	SOLADO			
03.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3		0.93
03.03.02	FALSO PISO			
03.03.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3		3.55
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO			
03.04.01	ZAPATAS			
03.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F _c = 210 KG/CM2	m3		4.64
03.04.01.02	ACERO EN ZAPATAS F _y =4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg		188.60
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2		12.01
03.04.02	VIGAS DE CIMENTACION			
03.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F _c = 210 KG/CM2	m3		1.39
03.04.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F _y =4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg		190.99
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2		11.15
03.04.03	COLUMNAS			
03.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F _c = 210 KG/CM2	m3		2.22
03.04.03.02	ACERO EN COLUMNAS F _y =4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg		217.35
03.04.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2		32.68
03.04.04	VIGAS DE ESCALERA			
03.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F _c =210 kg/cm ²	m3		1.31
03.04.04.02	ACERO EN VIGAS F _y =4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg		230.96
03.04.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2		11.02
03.04.05	PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO			
03.04.05.01	CONCRETO EN PEDESTAL F _c =210 KG/CM2	m3		5.93
03.04.05.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F _y =4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg		43.23
03.04.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2		3.74
03.04.06	LOSAS ALIGERADAS			
03.04.06.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F _c =210 KG/CM2	m3		1.24
03.04.06.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F _y =4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg		78.07
03.04.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2		19.65
03.04.06.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und		100
03.04.06.05	CONCRETO LOSA PLACA DECK F _c =210 KG/CM2	m3		15.88
03.04.06.06	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK F _y = 4200 KG/CM2	kg		416.36
03.04.07	ESCALERAS			
03.04.07.01	CONCRETO EN ESCALERAS F _c =210 KG/CM2	m3		1.73
03.04.07.02	ACERO EN ESCALERAS F _y =4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg		157.65
03.04.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2		10.26
03.05	ESTRUCTURAS METÁLICAS			
03.05.01	PLACA BASE			
03.05.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza		3.12
03.05.01.01	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg		0.34
03.05.02	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS			
03.05.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton		3.17
03.05.03	VIGAS METALICAS			
03.05.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W6X12	ton		1.7
03.05.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza		46
03.05.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35	ton		2.14
03.05.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza		8
03.05.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza		6
03.05.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg		3.97
03.05.04	ARRIOSTRES			
03.05.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton		0.47
03.05.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton		1.02
03.05.04.03	SOLDERO COLABORANTE AD600	kg		36.75
03.05.05	LOSA COLABORANTE			
03.05.05.01	PLACA COLABORANTE AD600	m2		115.85
03.06	OBRAS DE ALBAÑINERIA			
03.06.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE F - ESCALERA			
03.06.01.01	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1:4	M2		36.14

3	BLOQUE E		
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	77.51
03.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	77.51
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	24.75
03.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	11.38
03.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	3.72
03.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	4.38
03.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	13.44
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.03.01	SOLADO		
03.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	0.79
03.03.02	FALSO PISO		
03.03.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	3.00
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.04.01	ZAPATAS		
03.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F _c = 210 KG/CM2	m3	3.92
03.04.01.02	ACERO EN ZAPATAS F _y =4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	159.59
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	10.16
03.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F _c = 210 KG/CM2	m3	1.18
03.04.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F _y =4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	161.60
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	9.43
03.04.03	PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO		
03.04.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F _c =210 KG/CM2	m3	5.02
03.04.03.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F _y =4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	61.96
03.04.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2	3.17
03.04.04	LOSAS ALIGERADAS		
03.04.04.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F _c =210 KG/CM2	m3	3.70
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	7.33
03.04.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	192.16
03.05	ESTRUCTURAS METÁLICAS		
03.05.01	PLACA BASE		
03.05.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	2.64
03.05.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	0.30
03.05.02	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS		
03.05.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1.44
03.05.03	VIGAS METALICAS		
03.05.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W6X12	ton	0.85
03.05.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	21
03.05.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35	ton	1.11
03.05.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	4
03.05.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	3
03.05.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	2.04
03.05.04	ARRIOSTRES		
03.05.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0.16
03.05.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0.34
03.05.04.03	SOLDERO COLABORANTE AD600	kg	12.25
03.05.05	LOSA COLABORANTE		
03.05.05.01	PLACA COLABORANTE AD600	m2	61.20

3	BLOQUE F		
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	352.32
03.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	352.33
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	112.50
03.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	51.71
03.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	16.93
03.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	210.82
03.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	61.10
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.03.01	SOLADO		
03.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	3.57
03.03.02	FALSO PISO		
03.03.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	13.64
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.04.01	ZAPATAS		
03.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	17.84
03.04.01.02	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	725.40
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	46.20
03.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	5.36
03.04.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	734.56
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	42.88
03.04.03	COLUMNAS		
03.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	2.78
03.04.03.02	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	271.69
03.04.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	40.85
03.04.04	VIGAS DE ESCALERA		
03.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	3.63
03.04.04.02	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	641.56
03.04.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	30.61
03.04.05	PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO		
03.04.05.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'c=210 KG/CM2	m3	22.81
03.04.05.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	281.65
03.04.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2	14.40
03.04.06	LOSAS ALIGERADAS		
03.04.06.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	3.44
03.04.06.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	216.87
03.04.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	54.59
03.04.06.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	279
03.04.06.05	CONCRETO LOSA PLACA DECK F'c=210 KG/CM2	m3	49.63
03.04.06.06	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	1301.11
03.04.07	ESCALERAS		
03.04.07.01	CONCRETO EN ESCALERAS F'c=210 KG/CM2	m3	4.80
03.04.07.02	ACERO EN ESCALERAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	437.92
03.04.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	28.51
03.05	ESTRUCTURAS METÁLICAS		
03.05.01	PLACA BSE		
03.05.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	12.00
03.05.01.01	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	1.30
03.05.02	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS		
03.05.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	3.45
03.05.03	VIGAS METALICAS		
03.05.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W6X12	ton	5.3
03.05.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	144
03.05.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35	ton	6.68
03.05.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	24
03.05.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	18
03.05.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	12.4
03.05.04	ARRIOSTRES		
03.05.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0.63
03.05.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	1.36
03.05.04.03	SOLDERO COLABORANTE AD600	kg	49
03.05.05	LOSA COLABORANTE		
03.05.05.01	PLACA COLABORANTE AD600	m2	362.04
03.06	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
03.06.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE F - ESCALERA		
03.06.01.01	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1:4	M2	100.40

3	BLOQUE G		
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	285.38
03.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	285.38
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	91.13
03.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	41.89
03.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	13.71
03.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	170.76
03.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	49.49
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.03.01	SOLADO		
03.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	2.89
03.03.02	FALSO PISO		
03.03.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	11.05
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.04.01	ZAPATAS		
03.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	14.45
03.04.01.02	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	587.57
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	37.42
03.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	4.34
03.04.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	594.99
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	34.73
03.04.03	PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO		
03.04.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'c=210 KG/CM2	m3	18.48
03.04.03.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	228.14
03.04.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2	11.66
03.04.04	LOSAS ALIGERADAS		
03.04.04.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	11.90
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	23.57
03.04.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	618.01
03.05	ESTRUCTURAS METÁLICAS		
03.05.01	PLACA BASE		
03.05.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	9.72
03.05.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	1.05
03.05.02	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS		
03.05.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1.73
03.05.03	VIGAS METALICAS		
03.05.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W6X12	ton	2.74
03.05.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	69
03.05.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35	ton	3.57
03.05.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	13
03.05.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	10
03.05.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	6.55
03.05.04	ARRIOSTRES		
03.05.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0.32
03.05.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0.68
03.05.04.03	SOLDERO COLABORANTE AD600	kg	24.5
03.05.05	LOSA COLABORANTE		
03.05.05.01	PLACA COLABORANTE AD600	m2	196.83

3	BLOQUE H		
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	295.95
03.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	295.95
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	94.50
03.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	43.44
03.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	14.22
03.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	177.09
03.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	51.32
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.03.01	SOLADO		
03.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	3.00
03.03.02	FALSO PISO		
03.03.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	11.46
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.04.01	ZAPATAS		
03.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	14.99
03.04.01.02	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	609.34
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	38.81
03.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	4.50
03.04.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	617.03
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	36.02
03.04.03	COLUMNAS		
03.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	2.78
03.04.03.02	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	271.69
03.04.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	40.85
03.04.04	VIGAS DE ESCALERA		
03.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	3.63
03.04.04.02	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	641.56
03.04.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	30.61
03.04.05	PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO		
03.04.05.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'c=210 KG/CM2	m3	19.16
03.04.05.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	236.59
03.04.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2	12.10
03.04.06	LOSAS ALIGERADAS		
03.04.06.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	3.44
03.04.06.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	216.87
03.04.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	54.59
03.04.06.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	279
03.04.06.05	CONCRETO LOSA PLACA DECK F'c=210 KG/CM2	m3	42.68
03.04.06.06	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	1118.95
03.04.07	ESCALERAS		
03.04.07.01	CONCRETO EN ESCALERAS F'c=210 KG/CM2	m3	4.80
03.04.07.02	ACERO EN ESCALERAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	437.92
03.04.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	28.51
03.05	ESTRUCTURAS METÁLICAS		
03.05.01	PLACA BASE		
03.05.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	10.08
03.05.01.01	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	1.09
03.05.02	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS		
03.05.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	2.86
03.05.03	VIGAS METALICAS		
03.05.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W6X12	ton	4.56
03.05.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	124
03.05.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35	ton	5.76
03.05.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	21
03.05.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	15
03.05.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	10.66
03.05.04	ARRIOSTRES		
03.05.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0.63
03.05.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	1.36
03.05.04.03	SOLDERO COLABORANTE AD600	kg	49
03.05.05	LOSA COLABORANTE		
03.05.05.01	PLACA COLABORANTE AD600	m2	311.35
03.06	OBRAS DE ALBAÑINERIA		
03.06.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE F - ESCALERA		
03.06.01.01	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1:4	M2	100.40

3	BLOQUE I		
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	77.51
03.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	77.51
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	24.75
03.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	11.38
03.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	3.72
03.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	46.38
03.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	13.44
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.03.01	SOLADO		
03.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	0.79
03.03.02	FALSO PISO		
03.03.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	3.00
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.04.01	ZAPATAS		
03.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	3.92
03.04.01.02	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	159.59
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	10.16
03.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	1.18
03.04.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	161.60
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	9.34
03.04.03	PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO		
03.04.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'c=210 KG/CM2	m3	5.02
03.04.03.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	61.96
03.04.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2	3.17
03.04.04	LOSAS ALIGERADAS		
03.04.04.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	3.70
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	7.33
03.04.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	192.16
03.05	ESTRUCTURAS METÁLICAS		
03.05.01	PLACA BASE		
03.05.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	2.64
03.05.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	0.30
03.05.02	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS		
03.05.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1.44
03.05.03	VIGAS METALICAS		
03.05.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W6X12	ton	0.85
03.05.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	21
03.05.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35	ton	1.11
03.05.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	4
03.05.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	3
03.05.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	2.04
03.05.04	ARRIOSTRES		
03.05.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0.16
03.05.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0.34
03.05.04.03	SOLDERO COLABORANTE AD600	kg	12.25
03.05.05	LOSA COLABORANTE		
03.05.05.01	PLACA COLABORANTE AD600	m2	61.20

3	BLOQUE J		
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	493.25
03.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	493.25
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACIONES DE ZANJAS PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	157.50
03.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJAS CON EQUIPO LIVIANO (CON MATERIAL PROPIO)	m3	72.39
03.02.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS, h=0.20m	m3	23.70
03.02.04	NIVELACION INTERIOR Y APISIONADO MANUAL	m2	295.15
03.02.05	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	85.54
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.03.01	SOLADO		
03.03.01.01	SOLADO e=0.1	m3	5.00
03.03.02	FALSO PISO		
03.03.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCAL 1:8 CEMENTO:HORMIGON DE 4"	m3	19.10
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.04.01	ZAPATAS		
03.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	24.98
03.04.01.02	ACERO EN ZAPATAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	1015.56
03.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	64.68
03.04.02	VIGAS DE CIMENTACION		
03.04.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	7.50
03.04.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	1028.38
03.04.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACION	m2	60.03
03.04.03	COLUMNAS		
03.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'c = 210 KG/CM2	m3	3.34
03.04.03.02	ACERO EN COLUMNAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	326.03
03.04.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	49.02
03.04.04	VIGAS DE ESCALERA		
03.04.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'c=210 kg/cm ²	m3	3.63
03.04.04.02	ACERO EN VIGAS F'y=4,200 kg/cm ² GRADO 60	kg	641.56
03.04.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	30.61
03.04.05	PEDESTAL DE CONCRETO ARMADO		
03.04.05.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'c=210 KG/CM2	m3	31.93
03.04.05.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	394.31
03.04.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PEDESTAL	m2	20.16
03.04.06	LOSAS ALIGERADAS		
03.04.06.01	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'c=210 KG/CM2	m3	3.44
03.04.06.02	ACERO EN LOSAS ALIGERADAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	216.87
03.04.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	54.59
03.04.06.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	und	279
03.04.06.05	CONCRETO LOSA PLACA DECK F'c=210 KG/CM2	m3	66.01
03.04.06.06	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	1730.48
03.04.07	ESCALERAS		
03.04.07.01	CONCRETO EN ESCALERAS F'c=210 KG/CM2	m3	4.80
03.04.07.02	ACERO EN ESCALERAS F'y=4,200 KG/CM2 GRADO 60	kg	437.92
03.04.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	28.51
03.05	ESTRUCTURAS METÁLICAS		
03.05.01	PLACA BASE		
03.05.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	16.80
03.05.01.01	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	1.82
03.05.02	COLUMNAS Y ELEMENTOS VERTICALES METALICOS		
03.05.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	5.18
03.05.03	VIGAS METALICAS		
03.05.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W6X12	ton	7.05
03.05.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	192
03.05.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35	ton	8.91
03.05.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	32
03.05.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	24
03.05.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX	kg	16.49
03.05.04	ARRIOSTRES		
03.05.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	1.26
03.05.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	2.72
03.05.04.03	SOLDERO COLABORANTE AD600	kg	98
03.05.05	LOSA COLABORANTE		
03.05.05.01	PLACA COLABORANTE AD600	m2	481.51
03.06	OBRAS DE ALBAÑILERIA		
03.06.01	MURO DE ALBAÑILERIA BLOQUE F - ESCALERA		
03.06.01.01	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1:4	M2	100.40

ANEXO G

Costos Unitarios de Partidas de Acero

	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	194.57	5.84	5.84
Partida	01.03.02	CONEXION A CORTE PLATINA 1/3"					
Rendimiento	pza/DIA	EQ.		Costo unitario directo por : pza	27.88		
Código	Descripción Recurso	Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh			0.8000	13.32	10.66
0101010005	PEON	hh			0.8000	10.57	8.46
							19.12
	Materiales						
0271050139	PERNO A325 DE 1/2" AGRANDADA	und			2.0000	2.95	5.90
0271050147	PLATINA DE 1/3" 6X10 CM	kg			0.5200	4.40	2.29
							8.19
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	19.12	0.57	0.57
Partida	01.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGAS METALICAS W12X35					
Rendimiento	ton/DIA	2.6700	EQ. 2.6700	Costo unitario directo por : ton	3,410.41		
Código	Descripción Recurso	Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh		1.4053	4.2106	13.32	56.09
0101010004	OFICIAL	hh		1.4053	4.2106	11.75	49.47
0101010005	PEON	hh		2.8105	8.4210	10.57	89.01
							194.57
	Materiales						
0204010009	VIGA METALICA W 12X35	kg			1,000.0000	3.21	3,210.00
							3,210.00
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	194.57	5.84	5.84
Partida	01.03.04	CONEXION A CORTE PLATINA 1/2"					
Rendimiento	pza/DIA	EQ.		Costo unitario directo por : pza	36.08		
Código	Descripción Recurso	Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh			0.8000	13.32	10.66
0101010005	PEON	hh			0.8000	10.57	8.46
							19.12
	Materiales						
0271050142	PERNO A325 DE 5/8" AGRANDADA	und			3.0000	3.25	9.75
0271050145	PLATINA DE 1/2" 7X19 CM	kg			1.6000	4.15	6.64
							16.39
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	19.12	0.57	0.57
Partida	01.03.05	CONEXION A MOMENTO PLATINA 3/4"					
Rendimiento	pza/DIA	EQ.		Costo unitario directo por : pza	86.36		
Código	Descripción Recurso	Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh			0.8000	13.32	10.66
0101010005	PEON	hh			0.8000	10.57	8.46
							19.12
	Materiales						
0271050142	PERNO A325 DE 5/8" AGRANDADA	und			8.0000	3.25	26.00
0271050149	PLATINA DE 3/4" 17X47 CM	kg			9.8000	4.15	40.67
							66.67
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	19.12	0.57	0.57
Partida	01.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E70XX					
Rendimiento	kg/DIA	EQ.		Costo unitario directo por : kg	53.46		

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010008	OFICIAL DE SOLDADURA	hh		0.2941	15.62	4.59
01010200010015	SOLDADOR HOMOLOGADO	hh		1.1765	22.56	26.54
31.13						
Materiales						
0272040058	ELECTRODO E70XX 5mm	kg		1.0000	10.80	10.80
0276020078	DISCO DE DESBASTE DE 1/4"X7"	pza		0.0600	10.00	0.60
11.40						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	31.13	0.93
0301270005	MAQUINAS DE SOLDAR	hm		0.5882	12.00	7.06
0301340008	ESMERIL	hm		1.1765	2.50	2.94
10.93						

Partida **01.04.01** **INSTALACION DE GUSSET PLATE**

Rendimiento **ton/DIA** EQ. Costo unitario directo por : ton **2,849.69**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh		0.8000	13.32	10.66
0101010005	PEON	hh		0.8000	10.57	8.46
19.12						
Materiales						
02460700010009	GUSSET PLATE	kg		1,000.0000	2.83	2,830.00
2,830.00						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	19.12	0.57
0.57						

Partida **01.04.02** **SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES**

Rendimiento **ton/DIA** EQ. Costo unitario directo por : ton **3,410.40**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh		4.2100	13.32	56.08
0101010004	OFICIAL	hh		4.2100	11.75	49.47
0101010005	PEON	hh		8.4211	10.57	89.01
194.56						
Materiales						
0262060002	ARRIOSTRES	kg		1,000.0000	3.21	3,210.00
3,210.00						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	194.56	5.84
5.84						

Partida **01.04.03** **SOLDEO CON ELECTRO E70XX**

Rendimiento **kg/DIA** EQ. Costo unitario directo por : kg **53.46**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010008	OFICIAL DE SOLDADURA	hh		0.2941	15.62	4.59
01010200010015	SOLDADOR HOMOLOGADO	hh		1.1765	22.56	26.54
31.13						
Materiales						
0272040058	ELECTRODO E70XX 5mm	kg		1.0000	10.80	10.80
0276020078	DISCO DE DESBASTE DE 1/4"X7"	pza		0.0600	10.00	0.60
11.40						
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	31.13	0.93
0301270005	MAQUINAS DE SOLDAR	hm		0.5882	12.00	7.06
0301340008	ESMERIL	hm		1.1765	2.50	2.94
10.93						

Partida **01.05.01** **PLACA COLABORANTE AD600**

Rendimiento **m2/DIA** EQ. Costo unitario directo por : m2 **65.31**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh		0.0400	13.32	0.53
0101010005	PEON	hh		0.1600	10.57	1.69
2.22						

Materiales

02340600010005	PLANCHA COLABORANTE AD600	m2	1.0500	44.64	46.87
02730400010006	ELEMENTO DE CIERRE GALVANIZADO, E=1MM, L=2.5M	und	0.2310	45.10	10.42
0273040002	CONECTORES DE CORTE D= 3CM	und	3.0000	1.75	5.25
					62.54

Equipos

0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000	2.22	0.07
0301270005	MAQUINAS DE SOLDAR	hm	0.0400	12.00	0.48
					0.55

Fecha : 11/02/2021 16:32:45

ANEXO H

Presupuesto General de Diseño en Acero

PRESUPUESTO

Presupuesto **MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO DE TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA CONTUMAZA - CAJAMARCA**
 Sub Presupuesto **1 BLOQUE A**
 Cliente **TESIS - INVESTIGACION**
 Lugar **CAJAMARCA - GUZMANGO - CONTUMAZA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1 Trabajos Preliminares					S/ 656,37
1.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	105,70	3,49	368,88
1.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	105,70	2,72	287,49
2 Movimiento de Tierras					S/ 4.171,98
2.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA CIMIENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	33,75	39,96	1348,65
2.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	15,51	40,89	634,33
2.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS	m3	5,08	21,99	111,69
2.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	63,25	29,97	1895,48
2.05	ELMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	18,33	9,92	181,83
3 Obras de Concreto Simple					S/ 2.089,13
3.01 Solado					S/ 390,50
3.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS	m3	1,07	364,61	390,50
3.02 Falso Piso					S/ 1.698,63
3.02.01	FALSO PISO	m3	4,09	415,11	1698,63
4 Obras de Concreto Armado					S/ 18.210,49
4.01 Zapatas					S/ 4.298,08
4.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'c = 210 KG/CM2	m3	5,35	506,14	2708,86
4.01.02	ACERO PARA ZAPATAS FY = 4200 KG/CM2	kg	217,62	4,31	937,94
4.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	13,86	46,99	651,28
4.02 Vigas de Cimentacion					S/ 2.368,14
4.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'c = 210 KG/CM2	m3	1,61	506,14	813,87
4.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY = 4200 KG/CM2	kg	220,37	4,31	949,79
4.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGA DE CIMENTACION	m2	12,86	46,99	604,48
4.03 Pedestal de concreto					S/ 4.030,69
4.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'c = 210 KG/CM2	m3	6,84	506,14	3463,52
4.03.02	ACERO EN PEDESTAL FY = 4200 KG/CM2	kg	84,50	4,31	364,17
4.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PEDESTAL	m2	4,32	46,99	203,00
4.04 Losa Aligerada / Maciza / Placa Colaborante					S/ 7.513,58
4.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ALIGERADO / MACIZA	m2	5,90	46,99	277,24
4.04.02	CONCRETO LOSA - PLACA DECK F'c = 210 KG/CM2	m3	11,69	506,14	5915,71
4.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	306,41	4,31	1320,63
5 Estructuras Metalicas					S/ 28.753,67
5.01 Placa Base					S/ 1.643,76
5.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	3,60	450,66	1622,38
5.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	0,40	53,46	21,38
5.02 Columna Metalica					S/ 4.896,98
5.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1,44	3410,39	4896,98
5.03 Viga Metalica					S/ 12.434,03
5.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W6X12	ton	1,36	3410,41	4627,93
5.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	34	27,88	947,92
5.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W12X35	ton	1,77	3410,41	6036,43
5.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	6	36,08	216,48
5.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	5	86,36	431,80
5.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	3,25	53,46	173,48
5.04 Arriostres					S/ 3.405,56
5.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0,24	2849,69	683,93
5.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0,51	3410,41	1739,31
5.04.03	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	18,38	53,46	982,33
5.05 Losa Colaborante					S/ 6.373,34
5.05.01	PLACA COLABORANTE AD - 600	und	97,59	65,31	6373,34

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
Costo Directo					S/53.881,65

SON: CINCUENTA Y TRES MIL SEISCIENTOS CINCUENTA Y OCHO CON 13/100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Presupuesto **MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO DE TOTORILLAS, DISTRITO DE**
GUZMANGO, PROVINCIA CONTUMAZA - CAJAMARCA
 Sub Presupuesto **2 BLOQUE B**
 Cliente **TESIS - INVESTIGACION**
 Lugar **CAJAMARCA - GUZMANGO - CONTUMAZA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	Trabajos Preliminares				S/ 1,422,14
1.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	229,01	3,49	799,24
1.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	229,01	2,72	622,90
2	Movimiento de Tierras				S/ 9,039,29
2.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	73,13	39,96	2922,08
2.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	33,61	40,89	1374,37
2.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS	m3	11,00	21,99	241,99
2.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	137,03	29,97	4106,88
2.05	ELMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	39,72	9,92	393,97
3	Obras de Concreto Simple				S/ 4,526,44
3.01	Solado				S/ 846,08
3.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS	m3	2,32	364,61	846,08
3.02	Falso Piso				S/ 3,680,37
3.02.01	FALSO PISO	m3	8,87	415,11	3680,37
4	Obras de Concreto Armado				S/ 35,402,13
4.01	Zapatas				S/ 9,312,52
4.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C = 210 KG/CM2	m3	11,60	506,14	5869,20
4.01.02	ACERO PARA ZAPATAS FY = 4200 KG/CM2	kg	471,51	4,31	2032,21
4.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	30,03	46,99	1411,11
4.02	Vigas de Cimentacion				S/ 5,130,97
4.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 210 KG/CM2	m3	3,48	506,14	1763,39
4.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY = 4200 KG/CM2	kg	477,46	4,31	2057,87
4.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE VIGA DE CIMENTACION	m2	27,87	46,99	1309,71
4.03	Pedestal de concreto				S/ 8,733,15
4.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'C = 210 KG/CM2	m3	14,83	506,14	7504,28
4.03.02	ACERO EN PEDESTAL FY = 4200 KG/CM2	kg	183,07	4,31	789,04
4.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE PEDESTAL	m2	9,36	46,99	439,83
4.04	Losa Aligerada / Maciza / Placa Colaborante				S/ 12,225,49
4.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN ALIGERADO / MACIZA	m2	9,60	46,99	451,10
4.04.02	CONCRETO LOSA - PLACA DECK F'C = 210 KG/CM2	m3	19,02	506,14	9625,57
4.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	498,57	4,31	2148,82
5	Estructuras Metalicas				S/ 43,651,98
5.01	Placa Base				S/ 3,560,59
5.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	7,80	450,66	3515,15
5.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	0,85	53,46	45,44
5.02	Columna Metalica				S/ 4,896,98
5.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1,44	3410,39	4896,98
5.03	Viga Metalica				S/ 20,283,47
5.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W6X12	ton	2,21	3410,41	7530,19
5.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	56	27,88	1561,28
5.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W12X35	ton	2,88	3410,41	9821,98
5.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	11	36,08	396,88
5.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	8	86,36	690,88
5.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	5,28	53,46	282,27
5.04	Arriostres				S/ 4,540,75
5.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0,32	2849,69	911,90
5.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0,68	3410,41	2319,08
5.04.03	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	24,50	53,46	1309,77
5.05	Losa Colaborante				S/ 10,370,18
5.05.01	PLACA COLABORANTE AD - 600	und	158,78	65,31	10370,18
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
	Costo Directo				S/94,041,98

SON: NOVENTA Y TRES MIL SEIS CIENTOS VEINTI-TRES CON 34/100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Presupuesto **MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO DE TOTORILLAS, DISTRITO DE**
GUZMANGO, PROVINCIA CONTUMAZA - CAJAMARCA
 Sub Presupuesto **3 BLOQUE C**
 Cliente **TESIS - INVESTIGACION**
 Lugar **CAJAMARCA - GUZMANGO - CONTUMAZA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	Trabajos Preliminares				S/ 984,56
1.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	158,54	3,49	553,32
1.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	158,54	2,72	431,24
2	Movimiento de Tierras				S/ 6.257,97
2.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	50,63	39,96	2022,98
2.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	23,27	40,89	951,49
2.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS	m3	7,62	21,99	167,53
2.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	94,87	29,97	2843,22
2.05	ELMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	27,50	9,92	272,75
3	Obras de Concreto Simple				S/ 3.133,69
3.01	Solado				S/ 585,75
3.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS	m3	1,61	364,61	585,75
3.02	Falso Piso				S/ 2.547,95
3.02.01	FALSO PISO	m3	6,14	415,11	2547,95
4	Obras de Concreto Armado				S/ 24.832,44
4.01	Zapatatas				S/ 6.447,13
4.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C = 210 KG/CM2	m3	8,03	506,14	4063,29
4.01.02	ACERO PARA ZAPATAS FY = 4200 KG/CM2	kg	326,43	4,31	1406,91
4.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	20,79	46,99	976,92
4.02	Vigas de Cimentacion				S/ 3.552,21
4.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 210 KG/CM2	m3	2,41	506,14	1220,81
4.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY = 4200 KG/CM2	kg	330,55	4,31	1424,68
4.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGA DE CIMENTACION	m2	19,30	46,99	906,72
4.03	Pedestal de concreto				S/ 6.046,03
4.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'C = 210 KG/CM2	m3	10,26	506,14	5195,27
4.03.02	ACERO EN PEDESTAL FY = 4200 KG/CM2	kg	126,74	4,31	546,26
4.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PEDESTAL	m2	6,48	46,99	304,50
4.04	Losa Aligerada / Maciza / Placa Colaborante				S/ 8.787,07
4.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ALIGERADO / MACIZA	m2	6,90	46,99	324,23
4.04.02	CONCRETO LOSA - PLACA DECK F'C = 210 KG/CM2	m3	13,67	506,14	6918,38
4.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	358,34	4,31	1544,47
5	Estructuras Metalicas				S/ 31.873,97
5.01	Placa Base				S/ 2.465,11
5.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	5,40	450,66	2433,56
5.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	0,59	53,46	31,54
5.02	Columna Metalica				S/ 3.952,98
5.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1,16	3410,39	3952,98
5.03	Viga Metalica				S/ 14.596,75
5.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W6X12	ton	1,59	3410,41	5412,32
5.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	40	27,88	1115,20
5.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W12X35	ton	2,07	3410,41	7059,55
5.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	8	36,08	288,64
5.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	6	86,36	518,16
5.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	3,80	53,46	202,88
5.04	Arriostres				S/ 3.405,56
5.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0,24	2849,69	683,93
5.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0,51	3410,41	1739,31
5.04.03	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	18,38	53,46	982,33
5.05	Losa Colaborante				S/ 7.453,57
5.05.01	PLACA COLABORANTE AD - 600	und	114,13	65,31	7453,57

Costo Directo **S/67.082,63**

SON: SESENTA Y SEIS MIL SETECIENTOS TREINTA Y SEIS CON 67/100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Presupuesto MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO DE TOTORILLAS, DISTRITO DE
Sub Presupuesto 5 GUZMANGO, PROVINCIA CONTUMAZA - CAJAMARCA
Cliente TESIS - INVESTIGACION
Lugar CAJAMARCA - GUZMANGO - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	Trabajos Preliminares				S/ 481,34
1.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	77,51	3,49	270,51
1.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	77,51	2,72	210,83
2	Movimiento de Tierras				S/ 3.059,45
2.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	24,75	39,96	989,01
2.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	11,38	40,89	465,17
2.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS	m3	3,72	21,99	81,90
2.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	46,38	29,97	1390,02
2.05	ELMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	13,44	9,92	133,34
3	Obras de Concreto Simple				S/ 1.532,03
3.01	Solado				S/ 286,36
3.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS	m3	0,79	364,61	286,36
3.02	Falso Piso				S/ 1.245,66
3.02.01	FALSO PISO	m3	3,00	415,11	1245,66
4	Obras de Concreto Armado				S/ 12.556,31
4.01	Zapatas				S/ 3.151,93
4.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C = 210 KG/CM2	m3	3,92	506,14	1986,50
4.01.02	ACERO PARA ZAPATAS FY = 4200 KG/CM2	kg	159,59	4,31	687,82
4.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	10,16	46,99	477,61
4.02	Vigas de Cimentacion				S/ 1.736,63
4.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 210 KG/CM2	m3	1,18	506,14	596,84
4.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY = 4200 KG/CM2	kg	161,60	4,31	696,51
4.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGA DE CIMENTACION	m2	9,43	46,99	443,28
4.03	Pedestal de concreto				S/ 2.955,84
4.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'C = 210 KG/CM2	m3	5,02	506,14	2539,91
4.03.02	ACERO EN PEDESTAL FY = 4200 KG/CM2	kg	61,96	4,31	267,06
4.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PEDESTAL	m2	3,17	46,99	148,86
4.04	Losa Aligerada / Maciza / Placa Colaborante				S/ 4.711,91
4.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ALIGERADO / MACIZA	m2	3,70	46,99	173,86
4.04.02	CONCRETO LOSA - PLACA DECK F'C = 210 KG/CM2	m3	7,33	506,14	3709,85
4.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	192,16	4,31	828,19
5	Estructuras Metalicas				S/ 20.155,46
5.01	Placa Base				S/ 1.205,78
5.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	2,64	450,66	1189,74
5.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	0,30	53,46	16,04
5.02	Columna Metalica				S/ 4.896,98
5.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1,44	3410,39	4896,98
5.03	Viga Metalica				S/ 7.785,49
5.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W6X12	ton	0,85	3410,41	2902,26
5.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	21	27,88	585,48
5.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W12X35	ton	1,11	3410,41	3785,56
5.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	4	36,08	144,32
5.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	3	86,36	259,08
5.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	2,04	53,46	108,79
5.04	Arriostres				S/ 2.270,37
5.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0,16	2849,69	455,95
5.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0,34	3410,41	1159,54
5.04.03	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	12,25	53,46	654,89
5.05	Losa Colaborante				S/ 3.996,84
5.05.01	PLACA COLABORANTE AD - 600	und	61,20	65,31	3996,84

Costo Directo **S/37.784,59**

SON: TREINTA Y SIETE MIL SEISCIENTOS SESENTA Y UNO CON 63/100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Presupuesto **MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO DE TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA CONTUMAZA - CAJAMARCA**
 Sub Presupuesto **6 BLOQUE F**
 Cliente **TESIS - INVESTIGACION**
 Lugar **CAJAMARCA - GUZMANGO - CONTUMAZA**

Item	Descripcion	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	Trabajos Preliminares				S/ 2,187.91
1.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	352,32	3,49	1229,60
1.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	352,32	2,72	958,31
2	Movimiento de Tierras				S/ 13,906,60
2.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	112,5	39,96	4495,50
2.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	51,71	40,89	2114,42
2.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS	m3	16,93	21,99	372,29
2.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	210,82	29,97	6318,28
2.05	ELMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	61,1	9,92	606,11
3	Obras de Concreto Simple				S/ 6,963,76
3.01	Solado				S/ 1,301,66
3.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS	m3	3,57	364,61	1301,66
3.02	Falso Piso				S/ 5,662,10
3.02.01	FALSO PISO	m3	13,64	415,11	5662,10
4	Obras de Concreto Armado				S/ 88,589,71
4.01	Zapatas				S/ 14,326,95
4.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C = 210 KG/CM2	m3	17,84	506,14	9029,54
4.01.02	ACERO PARA ZAPATAS FY = 4200 KG/CM2	kg	725,4	4,31	3126,47
4.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	46,2	46,99	2170,94
4.02	Vigas de Cimentacion				S/ 7,893,80
4.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 210 KG/CM2	m3	5,36	506,14	2712,91
4.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY = 4200 KG/CM2	kg	734,56	4,31	3165,95
4.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE VIGA DE CIMENTACION	m2	42,88	46,99	2014,93
4.03	Columnas de Escalera				S/ 4,497,59
4.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C = 210 KG/CM2	m3	2,78	506,14	1407,07
4.03.02	ACERO EN COLUMNAS FY = 4200 KG/CM2	kg	271,69	4,31	1170,98
4.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN COLUMNAS	m2	40,85	46,99	1919,54
4.04	Vigas de Escalera				S/ 6,040,78
4.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'C = 210 KG/CM2	m3	3,63	506,14	1837,29
4.04.02	ACERO EN VIGAS FY = 4200 KG/CM2	kg	641,56	4,31	2765,12
4.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN VIGAS	m2	30,61	46,99	1438,36
4.05	Pedestal de concreto				S/ 13,435,62
4.05.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'C = 210 KG/CM2	m3	22,81	506,14	11545,05
4.05.02	ACERO EN PEDESTAL FY = 4200 KG/CM2	kg	281,65	4,31	1213,91
4.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE PEDESTAL	m2	14,4	46,99	676,66
4.06	Losa Aligerada / Maciza / Placa Colaborante				S/ 36,707,88
4.06.01	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA / MACIZA F'C = 210 KG/CM2	m3	3,44	506,14	1741,12
4.06.02	ACERO EN LOSA ALIGERADA / MACIZA FY = 4200 KG/CM2	kg	216,87	4,31	934,71
4.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN ALIGERADO / MACIZA	m2	54,59	46,99	2565,18
4.06.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 PARA ALIGERADO	und	279	2,65	739,35
4.06.05	CONCRETO LOSA - PLACA DECK F'C = 210 KG/CM2	m3	49,63	506,14	25119,73
4.06.06	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	1301,11	4,31	5607,78
4.07	Escalera				S/ 5,687,10
4.07.01	CONCRETO EN ESCALERA F'C = 210 KG/CM2	m3	4,8	506,14	2429,47
4.07.02	ACERO EN ESCALERA FY = 4200 KG/CM2	kg	437,92	4,31	1887,44
4.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN ESCALERA	m2	28,51	48,06	1370,19
5	Estructuras Metalicas				S/ 97,895,83
5.01	Placa Base				S/ 5,477,42
5.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	12	450,66	5407,92
5.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	1,3	53,46	69,50
5.02	Columna Metalica				S/ 11,765,85
5.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	3,45	3410,39	11765,85
5.03	Viga Metalica				S/ 47,954,74
5.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W6X12	ton	5,3	3410,41	18075,17
5.03.02	CONEXIÓN A CORTÉ PLATINA 1/3"	pza	144	27,88	4014,72
5.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W12X35	ton	6,68	3410,41	22781,54
5.03.04	CONEXIÓN A CORTÉ PLATINA 1/2"	pza	24	36,08	865,92
5.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	18	86,36	1554,48
5.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	12,4	53,46	662,90
5.04	Arriostres				S/ 9,053,00
5.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0,63	2849,69	1795,30
5.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	1,36	3410,41	4638,16
5.04.03	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	49	53,46	2619,54
5.06	Losa Colaborante				S/ 23,644,83
5.06.01	PLACA COLABORANTE AD - 600	und	362,04	65,31	23644,83
6	Obras de Albañileria				S/ 11,704,63
6.01	Muro de Albañileria				S/ 11,704,63
6.01.01	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	100,4	116,58	11704,63
Item	Descripcion	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
	Costo Directo				S/221,248,44

SON: DOSCIENTOS VEINTE MIL CUATROCIENTOS SESENTA Y SIETE CON 37/100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Presupuesto **MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO DE TOTORILLAS, DISTRITO DE**
GUZMANGO, PROVINCIA CONTUMAZA - CAJAMARCA
 Sub Presupuesto **7 BLOQUE G**
 Cliente **TESIS - INVESTIGACION**
 Lugar **CAJAMARCA - GUZMANGO - CONTUMAZA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	Trabajos Preliminares				S/ 1,772,20
1.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	285,38	3,49	995,97
1.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	285,38	2,72	776,23
2	Movimiento de Tierras				S/ 11,264,35
2.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	91,13	39,96	3641,36
2.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	41,89	40,89	1712,68
2.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS	m3	13,71	21,99	301,56
2.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	170,76	29,97	5117,80
2.05	ELMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	49,49	9,92	490,95
3	Obras de Concreto Simple				S/ 5,640,64
3.01	Solado				S/ 1,054,34
3.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS	m3	2,89	364,61	1054,34
3.02	Falso Piso				S/ 4,586,30
3.02.01	FALSO PISO	m3	11,05	415,11	4586,30
4	Obras de Concreto Armado				S/ 44,036,17
4.01	Zapatas				S/ 11,604,83
4.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C = 210 KG/CM2	m3	14,45	506,14	7313,93
4.01.02	ACERO PARA ZAPATAS FY = 4200 KG/CM2	kg	587,57	4,31	2532,44
4.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	37,42	46,99	1758,46
4.02	Vigas de Cimentacion				S/ 6,393,97
4.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 210 KG/CM2	m3	4,34	506,14	2197,46
4.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY = 4200 KG/CM2	kg	594,99	4,31	2564,42
4.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE VIGA DE CIMENTACION	m2	34,73	46,99	1632,09
4.03	Pedestal de concreto				S/ 10,882,85
4.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'C = 210 KG/CM2	m3	18,48	506,14	9351,49
4.03.02	ACERO EN PEDESTAL FY = 4200 KG/CM2	kg	228,14	4,31	983,27
4.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE PEDESTAL	m2	11,66	46,99	548,09
4.04	Losa Aligerada / Maciza / Placa Colaborante				S/ 15,154,52
4.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN ALIGERADO / MACIZA	m2	11,90	46,99	559,18
4.04.02	CONCRETO LOSA - PLACA DECK F'C = 210 KG/CM2	m3	23,57	506,14	11931,69
4.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	618,01	4,31	2663,64
5	Estructuras Metalicas				S/ 52,847,69
5.01	Placa Base				S/ 4,436,55
5.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	9,72	450,66	4380,42
5.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	1,05	53,46	56,13
5.02	Columna Metalica				S/ 5,899,97
5.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1,73	3410,39	5899,97
5.03	Viga Metalica				S/ 25,115,71
5.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W6X12	ton	2,74	3410,41	9334,29
5.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	69	27,88	1923,72
5.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W12X35	ton	3,57	3410,41	12175,16
5.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	13	36,08	469,04
5.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	10	86,36	863,60
5.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	6,55	53,46	349,90
5.04	Arriostres				S/ 4,540,75
5.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0,32	2849,69	911,90
5.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0,68	3410,41	2319,08
5.04.03	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	24,50	53,46	1309,77
5.05	Losa Colaborante				S/ 12,854,71
5.05.01	PLACA COLABORANTE AD - 600	und	196,83	65,31	12854,71

Costo Directo **S/115,561,06**

SON: CIENTO QUINCE MIL CUARENTA Y UNO CON 86/100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Presupuesto MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO DE TOTORILLAS, DISTRITO DE
Sub Presupuesto 8 BLOQUE H
Cliente TESIS - INVESTIGACION
Lugar CAJAMARCA - GUZMANGO - CONTUMAZA

Item	Descripcion	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	Trabajos Preliminares				S/ 1.837,84
1.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	295,95	3,49	1032,86
1.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	295,95	2,72	804,98
2	Movimiento de Tierras				S/ 11.681,54
2.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	94,50	39,96	3776,22
2.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	43,44	40,89	1776,11
2.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS	m3	14,22	21,99	312,72
2.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	177,09	29,97	5307,35
2.05	ELMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	51,32	9,92	509,13
3	Obras de Concreto Simple				S/ 5.849,56
3.01	Solado				S/ 1.093,39
3.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS	m3	3,00	364,61	1093,39
3.02	Falso Piso				S/ 4.756,16
3.02.01	FALSO PISO	m3	11,46	415,11	4756,16
4	Obras de Concreto Armado				S/ 78.582,84
4.01	Zapatas				S/ 12.034,64
4.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C = 210 KG/CM2	m3	14,99	506,14	7584,12
4.01.02	ACERO PARA ZAPATAS FY = 4200 KG/CM2	kg	609,34	4,31	2626,24
4.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	38,81	46,99	1823,59
4.02	Vigas de Cimentacion				S/ 6.630,79
4.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 210 KG/CM2	m3	4,50	506,14	2278,84
4.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY = 4200 KG/CM2	kg	617,03	4,31	2659,40
4.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE VIGA DE CIMENTACION	m2	36,02	46,99	1692,54
4.03	Columnas de Escalera				S/ 4.497,59
4.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C = 210 KG/CM2	m3	2,78	506,14	1407,07
4.03.02	ACERO EN COLUMNAS FY = 4200 KG/CM2	kg	271,69	4,31	1170,98
4.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN COLUMNAS	m2	40,85	46,99	1919,54
4.04	Vigas de Escalera				S/ 6.040,78
4.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'C = 210 KG/CM2	m3	3,63	506,14	1837,29
4.04.02	ACERO EN VIGAS FY = 4200 KG/CM2	kg	641,56	4,31	2765,12
4.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN VIGAS	m2	30,61	46,99	1438,36
4.05	Pedestal de concreto				S/ 11.285,92
4.05.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'C = 210 KG/CM2	m3	19,16	506,14	9697,84
4.05.02	ACERO EN PEDESTAL FY = 4200 KG/CM2	kg	236,59	4,31	1019,69
4.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE PEDESTAL	m2	12,10	46,99	568,39
4.06	Losa Aligerada / Maciza / Placa Colaborante				S/ 32.406,03
4.06.01	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA / MACIZA F'C = 210 KG/CM2	m3	3,44	506,14	1741,12
4.06.02	ACERO EN LOSA ALIGERADA / MACIZA FY = 4200 KG/CM2	kg	216,87	4,31	934,71
4.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN ALIGERADO / MACIZA	m2	54,59	46,99	2565,18
4.06.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 PARA ALIGERADO	und	279,00	2,65	739,35
4.06.05	CONCRETO LOSA - PLACA DECK F'C = 210 KG/CM2	m3	42,68	506,14	21602,97
4.06.06	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	1118,95	4,31	4822,69
4.07	Escalera				S/ 5.687,10
4.07.01	CONCRETO EN ESCALERA F'C = 210 KG/CM2	m3	4,80	506,14	2429,47
4.07.02	ACERO EN ESCALERA FY = 4200 KG/CM2	kg	437,92	4,31	1887,44
4.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN ESCALERA	m2	28,51	48,06	1370,19
5	Estructuras Metalicas				S/ 85.029,97
5.01	Placa Base				S/ 4.601,03
5.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	10,08	450,66	4542,65
5.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	1,09	53,46	58,38
5.02	Columna Metalica				S/ 9.765,65
5.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	2,86	3410,39	9765,65
5.03	Viga Metalica				S/ 41.275,73
5.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W6X12	ton	4,56	3410,41	15544,65
5.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	124	27,88	3457,12
5.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W12X35	ton	5,76	3410,41	19650,78
5.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	21	36,08	757,68
5.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	15	86,36	1295,40
5.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	10,66	53,46	570,10
5.04	Arriostres				S/ 9.053,00
5.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0,63	2849,69	1795,30
5.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	1,36	3410,41	4638,16
5.04.03	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	49,00	53,46	2619,54
5.06	Losa Colaborante				S/ 20.334,56
5.06.01	PLACA COLABORANTE AD - 600	und	311,35	65,31	20334,56
6	Obras de Albañileria				S/ 11.704,63
6.01	Muro de Albañileria				S/ 11.704,63
6.01.01	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	100,40	116,58	11704,63
Item	Descripcion	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
	Costo Directo				S/194.686,39

SON: CIENTO NOVENTA Y TRES MIL NOVECIENTOS OCHENTA Y SIETE CON 95/100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Presupuesto MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO DE TOTORILLAS, DISTRITO DE
Sub Presupuesto 9 GUZMANGO, PROVINCIA CONTUMAZA - CAJAMARCA
Cliente TESIS - INVESTIGACION
Lugar CAJAMARCA - GUZMANGO - CONTUMAZA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	Trabajos Preliminares				S/ 481,34
1.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	77,51	3,49	270,51
1.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	77,51	2,72	210,83
2	Movimiento de Tierras				S/ 3.059,45
2.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	24,75	39,96	989,01
2.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	11,38	40,89	465,17
2.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS	m3	3,72	21,99	81,90
2.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	46,38	29,97	1390,02
2.05	ELMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	13,44	9,92	133,34
3	Obras de Concreto Simple				S/ 1.532,03
3.01	Solado				S/ 286,36
3.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS	m3	0,79	364,61	286,36
3.02	Falso Piso				S/ 1.245,66
3.02.01	FALSO PISO	m3	3,00	415,11	1245,66
4	Obras de Concreto Armado				S/ 12.556,31
4.01	Zapatas				S/ 3.151,93
4.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C = 210 KG/CM2	m3	3,92	506,14	1986,50
4.01.02	ACERO PARA ZAPATAS FY = 4200 KG/CM2	kg	159,59	4,31	687,82
4.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	10,16	46,99	477,61
4.02	Vigas de Cimentacion				S/ 1.736,63
4.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 210 KG/CM2	m3	1,18	506,14	596,84
4.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY = 4200 KG/CM2	kg	161,60	4,31	696,51
4.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE VIGA DE CIMENTACION	m2	9,43	46,99	443,28
4.03	Pedestal de concreto				S/ 2.955,84
4.03.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'C = 210 KG/CM2	m3	5,02	506,14	2539,91
4.03.02	ACERO EN PEDESTAL FY = 4200 KG/CM2	kg	61,96	4,31	267,06
4.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE PEDESTAL	m2	3,17	46,99	148,86
4.04	Losa Aligerada / Maciza / Placa Colaborante				S/ 4.711,91
4.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN ALIGERADO / MACIZA	m2	3,70	46,99	173,86
4.04.02	CONCRETO LOSA - PLACA DECK F'C = 210 KG/CM2	m3	7,33	506,14	3709,85
4.04.03	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	192,16	4,31	828,19
5	Estructuras Metalicas				S/ 20.155,46
5.01	Placa Base				S/ 1.205,78
5.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	2,64	450,66	1189,74
5.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	0,30	53,46	16,04
5.02	Columna Metalica				S/ 4.896,98
5.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	1,44	3410,39	4896,98
5.03	Viga Metalica				S/ 7.785,49
5.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W6X12	ton	0,85	3410,41	2902,26
5.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	21	27,88	585,48
5.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W12X35	ton	1,11	3410,41	3785,56
5.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	4	36,08	144,32
5.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	3	86,36	259,08
5.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	2,04	53,46	108,79
5.04	Arriostres				S/ 2.270,37
5.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	0,16	2849,69	455,95
5.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	0,34	3410,41	1159,54
5.04.03	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	12,25	53,46	654,89
5.05	Losa Colaborante				S/ 3.996,84
5.05.01	PLACA COLABORANTE AD - 600	und	61,20	65,31	3996,84

Costo Directo

S/37.784,59

SON: TREINTA Y SIETE MIL SEISCIENTOS SESENTA Y UNO CON 63/100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Presupuesto MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCION EDUCATIVA CASERIO DE TOTORILLAS, DISTRITO DE GUZMANGO, PROVINCIA CONTUMAZA - CAJAMARCA
Sub Presupuesto 10 BLOQUE J
Cliente TESIS - INVESTIGACION
Lugar CAJAMARCA - GUZMANGO - CONTUMAZA

Item	Descripcion	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	Trabajos Preliminares				S/ 3.063,07
1.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	493,25	3,49	1721,44
1.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINARES	m2	493,25	2,72	1341,63
2	Movimiento de Tierras				S/ 19.469,24
2.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA CIMENTOS EN TERRENO NORMAL	m3	157,50	39,96	6293,70
2.02	RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	72,39	40,89	2960,19
2.03	AFIRMADO COMPACTADO EN ZAPATAS	m3	23,70	21,99	521,21
2.04	NIVELACION INTERIOR Y APISONADO MANUAL	m2	295,15	29,97	8845,59
2.05	ELMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE EN VOLQUETE CARGUIO A MANO	m3	85,54	9,92	848,56
3	Obras de Concreto Simple				S/ 9.749,26
3.01	Solado				S/ 1.822,32
3.01.01	SOLADO PARA ZAPATAS	m3	5,00	364,61	1822,32
3.02	Falso Piso				S/ 7.926,94
3.02.01	FALSO PISO	m3	19,10	415,11	7926,94
4	Obras de Concreto Armado				S/ 113.891,86
4.01	Zapatas				S/ 20.057,73
4.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C = 210 KG/CM2	m3	24,98	506,14	12641,35
4.01.02	ACERO PARA ZAPATAS FY = 4200 KG/CM2	kg	1015,56	4,31	4377,06
4.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN ZAPATAS	m2	64,68	46,99	3039,31
4.02	Vigas de Cimentacion				S/ 11.051,31
4.02.01	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 210 KG/CM2	m3	7,50	506,14	3798,07
4.02.02	ACERO EN VIGAS DE CIMENTACION FY = 4200 KG/CM2	kg	1028,38	4,31	4432,34
4.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE VIGA DE CIMENTACION	m2	60,03	46,99	2820,90
4.03	Columnas de Escalera				S/ 5.397,11
4.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C = 210 KG/CM2	m3	3,34	506,14	1688,48
4.03.02	ACERO EN COLUMNAS FY = 4200 KG/CM2	kg	326,03	4,31	1405,18
4.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN COLUMNAS	m2	49,02	46,99	2303,45
4.04	Vigas de Escalera				S/ 6.040,78
4.04.01	CONCRETO EN VIGAS F'C = 210 KG/CM2	m3	3,63	506,14	1837,29
4.04.02	ACERO EN VIGAS FY = 4200 KG/CM2	kg	641,56	4,31	2765,12
4.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN VIGAS	m2	30,61	46,99	1438,36
4.05	Pedestal de concreto				S/ 18.809,87
4.05.01	CONCRETO EN PEDESTAL F'C = 210 KG/CM2	m3	31,93	506,14	16163,07
4.05.02	ACERO EN PEDESTAL FY = 4200 KG/CM2	kg	394,31	4,31	1699,48
4.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO DE PEDESTAL	m2	20,16	46,99	947,32
4.06	Losa Aligerada / Maciza / Placa Colaborante				S/ 46.847,96
4.06.01	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA / MACIZA F'C = 210 KG/CM2	m3	3,44	506,14	1741,12
4.06.02	ACERO EN LOSA ALIGERADA / MACIZA FY = 4200 KG/CM2	kg	216,87	4,31	934,71
4.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO EN ALIGERADO / MACIZA	m2	54,59	46,99	2565,18
4.06.04	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 PARA ALIGERADO	und	279,00	2,65	739,35
4.06.05	CONCRETO LOSA - PLACA DECK F'C = 210 KG/CM2	m3	66,01	506,14	33409,24
4.06.06	MALLA DE ACERO - LOSA CON PLACA DECK FY = 4200 KG/CM2	kg	1730,48	4,31	7458,35
4.07	Escalera				S/ 5.687,10
4.07.01	CONCRETO EN ESCALERA F'C = 210 KG/CM2	m3	4,80	506,14	2429,47
4.07.02	ACERO EN ESCALERA FY = 4200 KG/CM2	kg	437,92	4,31	1887,44
4.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL EN ESCALERA	m2	28,51	48,06	1370,19
5	Estructuras Metalicas				S/ 138.657,03
5.01	Placa Base				S/ 7.668,39
5.01.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS BASE 1"	pza	16,80	450,66	7571,09
5.01.02	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	1,82	53,46	97,30
5.02	Columna Metalica				S/ 17.648,77
5.02.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS W8X28	ton	5,18	3410,39	17648,77
5.03	Viga Metalica				S/ 63.786,24
5.03.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W6X12	ton	7,05	3410,41	24039,98
5.03.02	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/3"	pza	192	27,88	5352,96
5.03.03	SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGA METALICA W12X35	ton	8,88	3410,41	30284,44
5.03.04	CONEXIÓN A CORTE PLATINA 1/2"	pza	32	36,08	1154,56
5.03.05	CONEXIÓN A MOMENTO PLATINA 3/4"	pza	24	86,36	2072,64
5.03.06	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	16,49	53,46	881,66
5.04	Arriostres				S/ 18.106,00
5.04.01	INSTALACION DE GUSSET PLATE	ton	1,26	2849,69	3590,61
5.04.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE ARRIOSTRES	ton	2,72	3410,41	9276,32
5.04.03	SOLDEO CON ELECTRO E7018 (E70XX)	kg	98,00	53,46	5239,08
5.06	Losa Colaborante				S/ 31.447,63
5.06.01	PLACA COLABORANTE AD - 600	und	481,51	65,31	31447,63
6	Obras de Albañileria				S/ 11.704,63
6.01	Muro de Albañileria				S/ 11.704,63
6.01.01	MURO DE CABEZA LADRILLO KK TIPO IV 1.4	m2	100,40	116,58	11704,63
Item	Descripcion	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
	Costo Directo				S/296.535,09

SON: DOS CIENTOS NOVENTA Y CINCO MIL CUATROCIENTOS OCHENTA Y NUEVE CON 82/100 NUEVOS SOLES