

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

“DISEÑO DE ESTRUCTURA DE VIVIENDA TIPO PARA HUERTOS
FAMILIARES LAS OCHENTA”

PROYECTO DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

Pedro Antonio Espinoza Valarezo

Ricardo Antonio Ponce Guillén

Guayaquil – Ecuador

2015

AGRADECIMIENTO

A Dios por haberme brindado sabiduría y fortaleza permitiéndome culminar con esta etapa de mi vida, a mis padres por su apoyo incondicional, a mis amigos que me brindaron su ayuda cada vez que la necesite y a mi director de proyecto el Ing. Luis Villavicencio.

Ricardo Antonio Ponce Guillén

DEDICATORIA

A mis padres Richard Ponce y Amalia Guillén por su apoyo incondicional, a mi hermana Denise Ponce y a Daniela Martínez por su constante motivación y a toda mi familia, amigos y compañeros que siempre me apoyaron y creyeron en mi.

Ricardo Antonio Ponce Guillén.

AGRADECIMIENTO

A Dios por bendecirme día a día, a mis padres por su apoyo, tiempo y motivación brindado a lo largo de mi carrera.

Pedro Antonio Espinoza Valarezo

DEDICATORIA

Dedicado a mis padres Pedro Espinoza, Judith Valarezo y a mi hermana Carolina, quienes creyeron en mí, me apoyaron incondicionalmente y fueron la razón que me motivó a esforzarme para alcanzar esta meta.

Pedro Antonio Espinoza Valarezo

TRIBUNAL DE EVALUACIÓN

Ing. Luis Villavicencio:

DIRECTOR DEL PROYECTO

M. Sc. Alby Aguilar P.:

**COORDINADORA DE
INGIENERÍA CIVIL**

DECLARACIÓN EXPRESA

"La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL".

(Reglamento de graduación de la ESPOL)

Ricardo Antonio Ponce Guillén

Pedro Antonio Espinoza Valarezo

RESUMEN

El presente informe detalla la propuesta, diseño, evaluación de costos y tiempo de construcción de tres alternativas estructurales a utilizarse en la construcción de viviendas tipo en la lotización “Huertos Familiares Las Ochenta”.

El proyecto ha sido elaborado en 7 etapas que comprenden: recopilación de información existente, recopilación de información nueva, planteamiento de propuestas, diseño de estructuras propuestas, elaboración de documentos, análisis de precios y análisis de tiempo de construcción.

Se presenta detalladamente el diseño de tres alternativas estructurales propuestas utilizando los códigos vigentes y aplicables en el país. El informe incluye planos y especificaciones técnicas de cada una de las alternativas. Finalmente, se presenta el estudio presupuestario de cada alternativa con su respectivo cronograma constructivo estimado.

Se concluye con la selección de la alternativa más favorable a utilizar en la construcción de viviendas tipo en la lotización “Huertos Familiares Las Ochenta”.

ABSTRACT

The following report shows the proposal, design and evaluation of the costs and construction time of three structural alternatives to be used in the construction of housing in lot “Huertos Familiares Las Ochenta”.

This project has been developed in 7 stages: compiling existing information, compiling new information, proposal presentation, design of proposed structures, document preparation, pricing analysis and time of construction.

It is presented in detail the design of three alternatives proposed using codes applicable in the country to this date. The report will include planes and technical specifications for each alternative. Finally a budget study will be presented for each one of the alternatives developed including estimated timetables.

After developing the different alternatives mentioned above, a conclusion will be made selection the most favorable design to build housing in lot “Huertos Familiares Las Ochenta”

INDICE GENERAL

RESUMEN.....	VIII
ABSTRACT	IX
ABREVIATURAS	XI
SIMBOLOGIA	XIV
INDICE DE FIGURAS.....	XXI
INDICE DE GRÁFICOS.....	XXI
1.1 Antecedentes	1
1.2 Alcance	3
1.3 Objetivos	4
1.3.1 Objetivo principal	4
1.3.2 Objetivos específicos.....	4
1.4 Enfoque y Metodología	5
2.1 Estudios preliminares.....	2
2.2 Recopilación y análisis de información existente	10
2.2.1 Localización.....	10
2.2.2 Estudio topográfico y diseño urbanístico del terreno	12
2.3 Recopilación y análisis de información nueva.....	14
2.3.1 Estudios de suelo	14
2.4 Planteamiento de alternativas de vivienda tipo	27
2.4.1 Vivienda de hormigón armado.....	29
2.4.2 Vivienda de acero estructural	30
2.4.3 Vivienda de armadura electrosoldada	31
3.1 Estudios definitivos	10

3.1.1	Análisis y diseño.....	34
3.1.2	Elaboración de documentos	173
3.1.3	Estudio presupuestario.....	173
3.1.4	Selección de alternativa	199
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	34

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ANEXO 1 - DISTRIBUCION DE LOTIZACION 'LAS OCHENTA'

ANEXO 2 - PLANOS ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS

ANEXO 3 - ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANEXO 4 - PRESUPUESTOS

ANEXO 5 - DIGRAMAS DE GANTT

ANEXO 6 - PLANILLAS DE ACERO DE REFUERZO Y ACERO ESTRUCTURAL

ANEXO 7 - FOTOS

ANEXO 8 - LISTA DE PRECIOS Y MATERIALES PROPORCIONADOS POR AYJ CORPORATION

ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
AISC	American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de Acero Construcción).
ASD	Allowable Stress Design (Diseño tensión admisible).
ASSHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials (Instituto Americano de Asfalto)
ASTM	American Society for Testing Materials (Sociedad Americana para Ensayos de Materiales)
AWS	American Welding Society (Sociedad Americana de Soldadura).
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral.
IGM	Instituto Geográfico Militar.
INEN	Instituto Ecuatoriano de Normalización.
LRFD	Load and Resistance Factor Design (Cargar y factor de resistencia de diseño).

NEC-SE-CM	Norma Ecuatoriana de la Construcción para Geotecnia y Cimentaciones.
NEC-SE-DS	Norma Ecuatoriana de la Construcción para Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente.
NEC-SE-HM	Norma Ecuatoriana de la Construcción para Estructuras de Hormigón Armado.
NEC-SE-VIVIENDA	Norma Ecuatoriana de la Construcción para Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m.
SPT	Standard Penetration Test (Prueba de <i>Penetración</i> Estándar)
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

SIMBOLOGIA

\$	Dólares.
%	Porcentaje.
”	Pulgadas.
Ag	Área gruesa.
Ao	Área del perímetro crítico.
As	Área de acero.
Asmin	Área de acero mínima.
Av	Área de refuerzo a cortante.
Avmin	Área de refuerzo mínimo a cortante.
B	Ancho de cimentación.
bo	Perímetro de sección crítica.
bw	Ancho.
C	Coefficiente de respuesta sísmica.
cm	Centímetros.
Ct	Coefficiente que depende del tipo de edificio.
D	Carga muerta.
d	Peralte.
d1	Peralte efectivo.
d2	Peralte efectivo.

db	Diámetro de la varilla.
Df	Profundidad de desplante.
E	Carga de sismo.
F'c	Resistencia del concreto.
Fcr	Esfuerzo critico de la columna.
Fe	Esfuerzo efectivo de la sección.
Fi	Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.
FS	Factor de seguridad.
Fx	Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.
Fy	Esfuerzo de fluencia del acero.
Ha	Hectáreas.
Hn	Altura de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
Hx	Altura del piso x de la estructura.
K	Coeficiente de distribución de fuerzas sísmicas.
K	Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de T.
K	Factor de longitud efectiva.
kg	Kilogramos.
KN	Kilonewtons.
L	Ancho de la zapata o luz neta.
L	Sobrecarga (carga viva).
Ln	Luz neta.

Lr	Sobrecarga cubierta (carga viva).
Lv	Distancia medida desde el borde de la zapata hasta la cara exterior de la columna, cuyo valor es 0.4m.
m	Metros.
Mcx	Momento capacidad de la sección propuesta en dirección 'x'.
Mcy	Momento capacidad de la sección propuesta en dirección 'y'.
mm	Milímetros.
Mrx	Momento requerido en dirección 'x'.
Mry	Momento requerido en dirección 'y'.
Mu	Momento ultimo de diseño.
n	Número de pisos de la estructura.
Nu	Fuerza normal a la sección transversal.
Pc	Carga axial resistente de la sección propuesta.
Pr	Carga axial que va a resistir el elemento.
Pt	Carga para prediseño de zapata.
Pu	Carga critica actuante en el suelo.
Qadm	Capacidad de carga admisible.
Qu	Capacidad de carga del suelo
R	Factor de reducción de resistencia sísmica.
r	Radio de giro de la sección.
S	Carga de granizo.
S	Módulo de sección

Sa	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.
Ta	Periodo fundamental de la estructura.
V	Cortante total en la base de la estructura.
Vbase	Cortante basal sísmico.
Vc	Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.
Vn	Resistencia nominal al cortante.
Vs	Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo transversal.
Vs1	Resistencia del cortante proporcionado por el refuerzo transversal con varillas de 6mm.
Vu	Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.
Vx	Cortante total en el piso x de la estructura.
W	Peso sísmico de la estructura.
Wi	Peso asignado al piso o nivel i de la estructura.
Wx	Peso asignado al piso o nivel x de la estructura.
Z	Factor sísmico de la Zona.
Z	Modulo plástico.
α	Coeficiente alpha utilizado para el cálculo del periodo fundamental.
α_s	Coeficiente establecido en el ACI-318-11 capitulo 11.11.2.1.
β	Relación entre el largo y ancho de la columna.
δ_u	Presión efectiva actuante en el suelo.
λ	Coeficiente establecido en el ACI-318-11 capitulo 8.6.
ρ	Cuantía de acero

ρ_{min}	Cuantía mínima de acero.
Φ	Coeficiente de reducción de resistencia.
Φ_b	Factor de reducción para elementos a flexión.
Φ_c	Factor de reducción debido al pandeo.
ϕM_n	Momento nominal.

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Ubicación geográfica del sitio	12
Figura 2.2: Implantación de la troncal	16
Figura 2.3: Implantación de la troncal en mapa de Ecuador	17
Figura 2.4: Implantación de vivienda tipo.....	28
Figura 3.1: Sección de losa hormigón armado.	46
Figura 3.2: Distribución de fuerzas horizontales en dirección X.	51
Figura 3.3: Distribución de fuerzas horizontales en dirección Y.	51
Figura 3.4: Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la envolvente de combinaciones correspondiente a viga A-B eje 3. Entrepiso 1.	54
Figura 3.5: Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la envolvente de combinaciones correspondiente a viga 1-2 eje C. Entrepiso 1.	55
Figura 3.6: Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la envolvente de combinaciones correspondiente a viga A-B eje 3. Cubierta.....	56
Figura 3.7: Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la envolvente de combinaciones correspondiente a viga 1-2 eje C. Cubierta.	56
Figura 3.8: Refuerzos longitudinales en vigas de cubierta.....	59
Figura 3.9: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.	62
Figura 3.10: Esquema de refuerzos en pórtico X.....	63
Figura 3.11: Esquema de refuerzos en pórtico Y.....	64
Figura 3.12: Distribución de estribos en pórticos X.....	70
Figura 3.13: Distribución de estribos en pórticos Y.....	70

Figura 3.14: Sección de columna entrepiso 2 modelada en SAP2000	71
Figura 3.15: Sección transversal de columna entrepiso 1	80
Figura 3.16: Sección transversal de columna entrepiso 2	80
Figura 3.17: Sección típica de losa nervada.	83
Figura 3.18: Configuración de escaleras de la vivienda.....	88
Figura 3.19: Armado de la escalera.	92
Figura 3.20: Distribución de fuerzas horizontales en dirección X.	99
Figura 3.21: Distribución de fuerzas horizontales en dirección Y.	99
Figura 3.22: Área de influencia de columna 2B, entrepiso 1.....	105
Figura 3.23: Cálculo de K para las secciones propuestas	126
Figura 3.24: Distribución de fuerzas horizontales en dirección X; armadura electrosoldada.....	139
Figura 3.25: Distribución de fuerzas horizontales en dirección y; armadura electrosoldada.....	140
Figura 3.26: Sección de zapata; descripción de: 'd/2', 'd1', 'd', 'bo'	153
Figura 3.27: Sección de zapata; descripción de: 'x', 'd2', 'd'.....	156
Figura 3.28: Detalle armado de zapata.....	158
Figura 3.29: Modelación de vigas en SAP2000 sentido 'x'; modelación de vigas en SAP2000 sentido 'y'.....	160
Figura 3.30: Detalle del acero longitudinal de la viga de cimentación.....	162
Figura 3.31: Detalle; zapata-pedestal-riostra.	164
Figura 3.32: Diagrama de cuerpo libre del larguero.....	165

Figura 3.33: Modelo estructural de vigas de cubierta 170

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 2.1: Límite líquido; %humedad VS N° de Golpes	21
Gráfico 2.2: Curva granulométrica; norma ASTM D421-85	23
Gráfico 3.1: Diagrama de flujo para diseño de elementos que soportan flexión y cortante	67
Gráfico 3.2: Diagrama de interacción; dimensión: 20x20, 8 varillas de ϕ 8 mm	72
Gráfico 3.3: Diagrama de interacción; dimensión: 20x20, 8 varillas de ϕ 10 mm.....	73
Gráfico 3.4: Diagrama de interacción; dimensión: 25x25, 8 varillas de 10mm	74
Gráfico 3.5: Diagrama de interacción; dimensión: 30x30, 8 varillas de ϕ 12 mm.....	75
Gráfico 3.6: Gráfico momento vs λ para clasificación de vigas	112
Gráfico 3.7: Nomograma C-C2.3 de la SSRC.....	125
Gráfico 3.8: Diagrama de interacción; dimensión: 20x20, 8 varillas de ϕ 10 mm, armadura electrosoldada	145
Gráfico 3.9: Diagrama de interacción; dimensión: 30x30, 8 varillas de ϕ 12 mm, armadura electrosoldada	146
Gráfico 3.10: Costo Vs. Tiempo	201
Gráfico 3.11: Factor R vs. Costo.....	203

INDICE DE TABLAS

Tabla I: Listado De Maquinaria de Empresa AYJ CORPORATION.....	10
Tabla II: Distribución de áreas de la lotización.....	13
Tabla III: Ensayo de humedad según norma ASTM D2216.....	20
Tabla IV: Límite líquido según norma ASTM D4318-86.....	20
Tabla V: Límite plástico según norma ASTM D4318-86	21
Tabla VI: Índice de plasticidad obtenido por norma ASTM D4318-86.....	21
Tabla VII: Toma de muestra para ensayo de granulometría	22
Tabla VIII: Granulometría de la muestra según norma ASTM D421-85.....	22
Tabla IX: Clasificación del suelo; SUCS y ASSHTO	24
Tabla X: Valores orientativos de N_{spt} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos	26
Tabla XI: Separación de ejes dirección 'x' y 'y'	27
Tabla XII: Peso Unitario de cargas muertas	35
Tabla XIII: Peso Unitario de cargas vivas	35
Tabla XIV: Coeficiente de respuesta sísmica	37
Tabla XV: Valores de 'R' según NEC-SE-VIVIENDA.....	38
Tabla XVI: Coeficientes C_t y α	40
Tabla XVII: Combinaciones de Cargas	41
Tabla XVIII: Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas	44

Tabla XIX: Cálculo de peso por metro cuadrado de elementos estructurales	45
Tabla XX: Tabla para consideración de espesor de losa	46
Tabla XXI: Cálculo de carga muerta	47
Tabla XXII: Cálculo de peso sísmico efectivo	48
Tabla XXIII: Cálculo del cortante basal de la estructura	49
Tabla XXIV: Cálculo del periodo fundamental de la estructura	49
Tabla XXV: Distribución de fuerzas horizontales	50
Tabla XXVI: Fuerzas ingresadas en el modelo estructural	52
Tabla XXVII: Refuerzo mínimo requerido	57
Tabla XXVIII: Cálculo del momento nominal ϕM_n	58
Tabla XXIX: Momentos flectores en viga 1-2, eje A, entrepiso 1	59
Tabla XXX: Cálculo del momento capacidad ϕM_n	60
Tabla XXXI: Cálculo del momento capacidad ϕM_n	61
Tabla XXXII: Verificación de capacidad a flexión y requisitos, pórtico X.....	63
Tabla XXXIII: Verificación de capacidad a flexión y requisitos, pórtico Y-C..	65
Tabla XXXIV: Cálculo de ϕV_c	67
Tabla XXXV: Cálculo de cortante entre piso	68
Tabla XXXVI: Cálculo de 'S'	69
Tabla XXXVII: Fuerzas N_u y V_u	77
Tabla XXXVIII: Cálculo de ϕV_c de columnas de entrepiso 1 y cubierta.....	77
Tabla XXXIX: Carga de diseño para losa de entrepiso 1	80

Tabla XL: Cálculo de A_s mínimo.....	82
Tabla XLI: Cálculo de M_n de los nervios propuestos	82
Tabla XLII: Cálculo de capacidad de cortante aportada por la sección del nervio propuesto	85
Tabla XLIII: Cálculo del refuerzo necesario para efectos de contracción	85
Tabla XLIV: Características de mallas electrosoldadas de Armex.....	86
Tabla XLV: Cálculo del momento y cortante último de diseño de escalera .	89
Tabla XLVI: Cálculo del acero mínimo necesario en escalera	89
Tabla XLVII: Cálculo del momento nominal con acero mínimo.....	90
Tabla XLVIII: Cálculo del cortante capacidad aportado por la sección de escalera propuesta	90
Tabla XLIX: Cálculo del acero necesario para contrarrestar retracción	91
Tabla L: Propiedades de la plancha de steel panel	94
Tabla LII: Cálculo de carga muerta para estructura metálica.....	95
Tabla LIII: Cálculo de carga sísmica	96
Tabla LIV: Cálculo del cortante basal de la estructura.....	97
Tabla LV: Cálculo del periodo fundamental de la estructura.....	98
Tabla LVI: Distribución de fuerzas horizontales	98
Tabla LVII: Propiedades necesarias para vigas secundarias	102
Tabla LVIII: Propiedades necesarias para vigas principales.....	104
Tabla LIX: Propiedades necesarias para columnas de entepiso 1	105
Tabla LX: Preselección de perfiles.....	106

Tabla LXI: Fuerzas ingresadas en el modelo estructural	108
Tabla LXII: Resultado del análisis estructural de vigas	110
Tabla LXIII: Resultado del análisis estructural de columnas entrepiso 1	110
Tabla LXIV: Resultado del análisis estructural de columnas entrepiso 2....	111
Tabla LXV: Clasificación de vigas según su relación ancho/espesor	113
Tabla LXVI: Revisión de viga principal 1	115
Tabla LXVII: Revisión de viga principal 2.....	116
Tabla LXVIII: Revisión de vigas secundarias.....	117
Tabla LXIX: Revisión de nueva propuesta de viga principal 1	118
Tabla LXX: Revisión de viga entrepiso 1 ante fuerza cortante	120
Tabla LXXI: Revisión de viga en cubierta ante fuerza cortante	120
Tabla LXXII: Revisión de vigas secundarias ante fuerza cortante	121
Tabla LXXIII: Capacidad en el eje fuerte de la columna de entrepiso 1.....	122
Tabla LXXIV: Nuevas secciones propuestas y clasificación según relación ancho-espesor	123
Tabla LXXV: Cálculo de capacidad de carga de columna de entrepiso 1...	127
Tabla LXXVI: Cálculo de capacidad de carga de Columna de entrepiso 2.	128
Tabla LXXVII: Cálculo de momento nominal de columna de entrepiso 1 ...	129
Tabla LXXVIII: Cálculo de momento nominal de columna de entrepiso 2, eje x.	130
Tabla LXXIX: Cálculo de momento nominal de columna de entrepiso 2, eje y.	131

Tabla LXXX: Cumplimiento de las ecuaciones de interacción	132
Tabla LXXXI: Cumplimiento de las ecuaciones de interacción	132
Tabla LXXXII: Cargas de diseño para losa	133
Tabla LXXXIII: Cargas para diseño de escalera	134
Tabla LXXXIV: Prediseño de viga de escalera	135
Tabla LXXXV: Momento nominal de viga de escalera propuesta	136
Tabla LXXXVI: Cálculo de la fuerza cortante resistente	137
Tabla LXXXVII: Cálculo del cortante basal de la estructura, armadura electrosoldada.....	138
Tabla LXXXVIII: Distribución de fuerzas horizontales, armadura electrosoldada.....	139
Tabla LXXXIX: Verificación de capacidad a flexión y requisitos, pórtico X – armadura electrosoldada.	141
Tabla XC: Verificación de capacidad a flexión y requisitos, pórtico Y – armadura electrosoldada.	142
Tabla XCI: Cálculo de cortante entre piso, armadura electrosoldada	143
Tabla XCII: Reacciones usadas para el cálculo de B	150
Tabla XCIII: Factores de seguridad indirectos mínimos para Cálculo de $Q_{admisible}$	151
Tabla XCIV: Cálculo del momento nominal ϕMn para la sección planteada	160

Tabla XCV: Momentos flectores en viga de cimentación A-B sentido x; momentos flectores en viga de cimentación 4-5 sentido y.....	161
Tabla XCVI: Cortante en viga de cimentación A-B sentido x; cortante en viga de cimentación 4-5 sentido y	162
Tabla XCVII: Cálculo de ϕV_c en riostra.....	163
Tabla XCVIII: Cargas de diseño para largueros	165
Tabla XCIX: Prediseño de larguero	166
Tabla C: Momento nominal resistente (eje x)	167
Tabla CI: Momento nominal resistente (eje y).....	168
Tabla CII: Ecuación de interacción de larguero propuesto	169
Tabla CIII: Prediseño de vigas de cubierta	171
Tabla CIV: Momento capacidad de viga de cubierta propuesta.....	172
Tabla CV: Cortante capacidad de las vigas de cubierta propuestas.....	172
Tabla CVI: Listado de rubro estructura de hormigón armado	174
Tabla CVII: Listado de rubros estructura de acero estructural.....	174
Tabla CVIII: Listado de rubros armadura electrosoldada	175
Tabla CIX: Cronograma estructura de hormigón armado	181
Tabla CX: Cronograma estructura armadura electrosoldada.....	182
Tabla CXI: Cronograma estructura acero estructural.....	183
Tabla CXII: Costos y tiempos de alternativas propuestas.....	201
Tabla CXIII: Relación factor 'R' y costos de cada alternativa.....	202
Tabla CXIV: Costo global de la vivienda de hormigón armado	204

Tabla CXV: Costo global de la vivienda de armadura electrosoldada	204
Tabla CXVI: Costo global de la vivienda de acero estructural	204

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En el año 2010, la compañía “AYJ CORPORATION” hace la adquisición de tres lotes propiedad de la compañía “CONDAMIL S.A.” (Samuel Reyes Puga). En el mismo año la compañía realiza la integración de los lotes adquiridos, teniendo así un macrolote con un área de 855.025,185 m², el mismo que está ubicado en la provincia de Cañar, cantón La Troncal, sector Ruidoso.

Debido al crecimiento poblacional, comercial y productivo del cantón La Troncal y La demanda de terrenos para producción agrícola y ganadera cercanos al mismo. La compañía “AYJ CORPORATION” analiza la factibilidad de un proyecto de venta de huertos familiares. El objetivo del proyecto planteado es que los clientes adquieran un lote con el área suficiente para que, además de implantar una vivienda tipo, cuente con un área suficiente para producción agrícola, ganadera y/o avícola. Luego de una serie de encuestas y estudios socio-económicos, la empresa concluye que el proyecto es factible.

En el año 2011, la empresa en mención pone en marcha el proyecto de urbanización “HUERTOS FAMILIARES LAS OCHENTA” teniendo como primera fase la obtención de normas de construcción y permisos ambientales por parte del Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón La Troncal. Una vez ejecutada la primera fase del proyecto, se contrata los servicios del Arquitecto Luis Zumba Juela a fin de realizar el levantamiento topográfico y proyecto urbanístico del macrolote. En Septiembre del 2011 se presenta al municipio de la Troncal el proyecto urbanístico del macrolote el cual es aprobado. Posterior a la aprobación del proyecto urbanístico, la empresa pone en venta los lotes correspondientes a la urbanización “HUERTOS FAMILIARES LAS OCHENTA”.

La empresa “AYJ CORPORATION” plantea como segunda fase del proyecto el diseño de: viviendas tipo, estructura del pavimento, alcantarillado, sistema de abastecimiento de agua potable, planta de tratamiento de aguas residuales.

En el año 2012, la empresa decide postergar la ejecución de la segunda fase del proyecto debido a la falta de capital. El proyecto queda suspendido hasta realizar la venta de al menos un 25% de los lotes correspondientes a la urbanización.

1.2 Alcance

De acuerdo a los antecedentes antes mencionados, y a fin de elaborar un proyecto de fin de carrera para la obtención de título de Ingeniero Civil, se decide aportar a la ejecución de la segunda fase del proyecto “HUERTOS FAMILIARES LAS OCHENTA”. La temática del proyecto aquí desarrollado se centra en el diseño estructural de una vivienda tipo proponiendo tres alternativas.

Las alternativas estructurales a utilizar son:

- ✓ Estructura de hormigón armado.

- ✓ Estructura de armadura electrosoldada.

- ✓ Estructura de acero estructural.

Una vez diseñadas las tres alternativas estructurales se procederá a realizar un análisis de presupuesto de cada una de las mismas. Luego, se procederá a analizar cronogramas y recursos utilizados en la construcción en serie de cada una de las alternativas propuestas. Se concluirá el proyecto con la selección de la alternativa más viable desde el punto de vista económico y constructivo.

1.3Objetivos

1.3.1 Objetivo principal

Plantear tres alternativas estructurales utilizando hormigón armado, acero estructural, armadura electrosoldada, como materiales para la construcción de viviendas tipo en Lotización “Huertos familiares las ochenta”.

1.3.2 Objetivos específicos

- ✓ Evaluar en función del factor tiempo la construcción secuencial de cada una de las estructuras propuestas, para definir la alternativa más viable.

- ✓ Diseñar las tres alternativas de viviendas propuestas; hormigón armado, acero estructural, armadura electrosoldada; basándonos en los códigos y reglamentos vigentes en el país.
- ✓ Evaluar en función del factor costo la construcción secuencial de cada una de las estructuras propuestas, para definir la alternativa más viable.
- ✓ Realizar un análisis de precios unitarios correspondiente a los rubros que conforman cada una de las alternativas estructurales propuestas, para así obtener un análisis macro de toda la lotización.
- ✓ Obtener un cronograma del tiempo necesario para la construcción secuencial de cada una de las alternativas.

1.4 Enfoque y Metodología

La metodología a utilizar, tendrá como paso inicial la recolección de información existente. La lotización ecológica “Huertos familiares las ochenta” propiedad de la compañía “AYJ CORPORATION S.A.” está ubicada en la vía Cochancay - Zhucay del cantón la Troncal. La información existente y proporcionada por la empresa consta de la implantación y topografía general

del terreno, proyecto urbanístico aprobado por la Municipalidad del Cantón La Troncal.

El terreno posee en promedio un área de 85 Ha, los lotes poseen en promedio un área de 2062,205 m². El objetivo de esta lotización ecológica, como su nombre lo indica, es que el dueño del lote ocupe aproximadamente un 5% del mismo en la construcción de una vivienda multifamiliar, mientras que el 95% restante, sea utilizado con fines productivos en el campo agrícola.

La información a recolectar para ejecución del proyecto en mención consta de: precios referenciales de materiales, mano de obra e investigación del suelo existente a fin de diseñar la cimentación de las viviendas tipo.

Una vez recolectada la información necesaria se procederá a realizar el diseño estructural de las tres alternativas antes mencionadas, para esto se aplicará los códigos y reglamentos vigentes en el país. El análisis de sistema de agua potable, aguas servidas y sistema eléctrico de las viviendas, no se incluirán en el análisis ya que representa un factor independiente del tipo de estructura.

Como paso siguiente en el desarrollo del proyecto, se tendrá un análisis de precios unitario y global de los tipos de estructuras propuestas. Se elaborará

un cronograma valorado y cronograma de avance del proceso constructivo de cada una de las alternativas. Se evaluará la posibilidad de aumento de frentes de trabajo para reducir costos y tiempo de construcción.

Finalmente, se procederá a la selección de la alternativa más viable desde el punto de vista de costos y tiempo de construcción. El desarrollo de este proyecto, servirá como referencia y aporte a la compañía "AyJ Corporation" para la ejecución del mismo.

CAPITULO II

ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1 Estudios preliminares

Un estudio preliminar nos permite realizar un análisis previo de la sustentabilidad del proyecto, esto nos permite conocer la viabilidad económica y factibilidad del mismo.

La recopilación de información, ya sea nueva o existente es necesaria, para poder evaluar, aprobar y/o descartar la materialización del proyecto sin mayores daños, ya que no se habrá concretado la parte de mayor inversión del proyecto, la cual consiste en la realización y ejecución del mismo.

Un estudio preliminar abarca:

- ✓ Estudio de mercado

- ✓ Estudio tecnológico

- ✓ Estudio financiero

Puesto que este es un proyecto existente, no es necesario realizar un estudio de mercado, ya que la empresa "AYJ CORPORATION S.A." realizó un estudio de mercado, en donde, basados en datos reales e información fidedigna, concluyeron que la construcción de la Lotización Huertos Familiares "Los Ochenta", en el cantón la Troncal tendrá una buena proyección en ventas a futuro en el mercado.

El estudio tecnológico hace referencia a la optimización de la ejecución del proyecto, para esto considera aspectos como, bienes y servicios requeridos para la ejecución del proyecto. Por lo cual se debe acotar que la empresa "AYJ CORPORATION S.A." es una empresa dedicada a construcciones civiles, por ende cuenta con equipos necesarios para la ejecución del proyecto, los cuales se detallan a continuación:

Tabla I: Listado De Maquinaria de Empresa AYJ CORPORATION

MAQUINARIA/VEHICULOS	MARCA
Excavadora	Caterpillar 320D
Excavadora	Volvo EC 240BLC
Tractor	Komatsu D65 EX
Rodillo Liso	Ingersoll rand SD-100
Volqueta	Dongfeng
Volqueta	Dongfeng
Tanquero	Steyr
Camión	Hino dutro
Camioneta	Great Wall

El estudio financiero será evaluado a partir de un estudio presupuestario, el cual será realizado posterior a los estudios definitivos.

2.2 Recopilación y análisis de información existente

Dentro de la información proporcionada por la empresa “AYJ CORPORATION S.A.” se dispone de la localización del lugar y el estudio topográfico y urbanístico del terreno.

2.2.1 Localización

La zona del proyecto se encuentra ubicada en el ‘Sector Ruidoso’, del cantón La Troncal, que pertenece a la provincia de Cañar.

El sitio destinado para la construcción de la 'Lotización Huertos Familiares Las Ochentas' se encuentra delimitado de la siguiente manera:

- ✓ Norte y oeste: Canal de riego principal de 'Sector Ruidoso'

- ✓ Sur: Rio Cañar.

- ✓ Este: Delimitado por las propiedades del Sr. Filormo Salazar y el carretero a la vía Zhucay.

El terreno se encuentra delimitado por un polígono conformado por las siguientes coordenadas:

- ✓ Coordenadas: (685913,78;9724031,66)
- ✓ Coordenadas: (686023,38;9723970,78)
- ✓ Coordenadas: (685579,61;9723744,34)
- ✓ Coordenadas: (685647,58;9723689,27)
- ✓ Coordenadas: (685897,57;9723057,74)
- ✓ Coordenadas: (685759,46;9722320,99)
- ✓ Coordenadas: (685227,19;9722310,80)

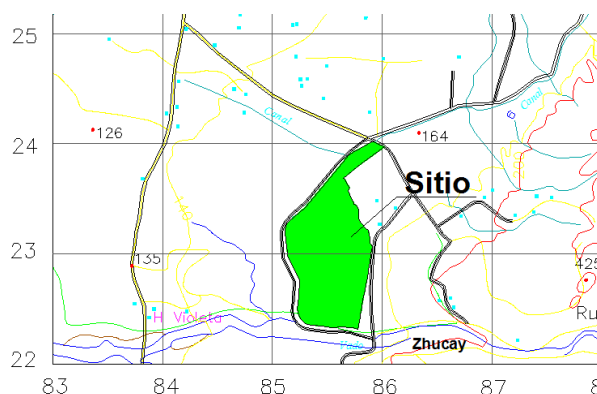


Figura 2.1: Ubicación geográfica del sitio

Fuente: AYJ CORPORATION S.A

2.2.2 Estudio topográfico y diseño urbanístico del terreno

Para poder realizar el diseño urbanístico de la ciudadela la empresa AJY CORPORATION, contrató los servicios del Arquitecto Luis Zumba Juela, quien realizó el levantamiento topográfico del lugar, elaborando así planos altimétricos y planimétricos, los mismos que fueron utilizados para el diseño vial de la ciudadela.

La información recopilada de estos planos, nos permite conocer datos importantes, tales como la formación del terreno, de donde se puede apreciar que la máxima pendiente del terreno es de 10.17%, en dirección Oeste-Este.

Partiendo del estudio topográfico y el diseño urbanístico del macrolote, realizado por el Arquitecto Luis Zumba Juela, los cuales fueron aprobados

por el Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón La Troncal, en septiembre del año 2011, se conoce que el proyecto 'Lotización Huertos Familiares Las Ochenta' contara con un área superficial de terreno de 855.025,185 m².

En donde se destinara el 18,607% del terreno para área de vías, el 10,114% para áreas verdes según lo estipulo por leyes ambientales y normas municipales, finalmente el 71,279% será destinado para lotes individuales que se encontraran distribuidos alrededor de diferentes manzanas.

Tabla II: Distribución de áreas de la lotización

Descripcion	Area m2	Porcentaje
Area de lotes	609.451,206	71,279%
Area de vías	159.097,392	18,607%
Areas verdes	86.476,587	10,114%
Area fisica	855.025,185	100%

La lotización estará conformada por 54 manzanas las cuales contendrán un total de 295 lotes individuales, cuya área será variable con un promedio de 2062,205 m² dependiendo de la ubicación del lote.

2.3 Recopilación y análisis de información nueva

Luego de haber recopilado y analizado la información existente, es necesario continuar con la recopilación y análisis de la información nueva, la cual es necesaria para poder proponer alternativas constructivas y posteriormente tres diseños definitivos de viviendas tipo.

Dentro de la información nueva y requerida para el proyecto únicamente es necesario realizar el estudio de suelo del lugar donde se desarrollara el proyecto.

2.3.1 Estudios de suelo

El estudio de suelo es uno de los principales aspectos que se deben evaluar al momento de plantear un proyecto, ya que este nos permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo sobre el cual construiremos nuestro proyecto.

Un estudio de suelo puede estar conformado por varios componentes, esto dependerá de la importancia y magnitud del proyecto, es decir un estudio de suelo cuyo proyecto es destinado a una mega construcción, como puede ser un puente o un edificio, no tendrá las mismas características y alcance que

un estudio de suelo destinado para una construcción de bajo rango, como es el caso de una vivienda.

Por lo cual para nuestro proyecto evaluaremos únicamente tres aspectos en nuestro estudio de suelo, los cuales son:

- ✓ Geología.
- ✓ Exploración de campo y toma de muestra.
- ✓ Ensayos de laboratorio.

Es necesario realizar un estudio de suelo, para conocer principalmente, la resistencia del suelo sobre el cual vamos a trabajar y de esta manera basados en una serie de consideraciones, escoger el diseño óptimo para nuestra vivienda tipo.

2.3.1.1 Geología de la zona

El Cantón La Troncal, se localiza en la Región Costa en la zona occidental de la Provincia del Cañar. Su ubicación está definida dentro de las siguientes coordenadas geográficas:

- ✓ Latitud sur 2°28'22".

✓ Longitud oeste $79^{\circ}14'14''$.

Limita al norte con el Cantón El Triunfo de la Provincia del Guayas y la Parroquia General Morales del Cañar, al sur con las Parroquias San Antonio y San Carlos de las Provincias de Cañar, al oeste con los Cantones El Triunfo, Taura y Naranjal de la Provincia del Guayas y al el este con la Parroquia Chontamarca de la Provincia del Cañar.

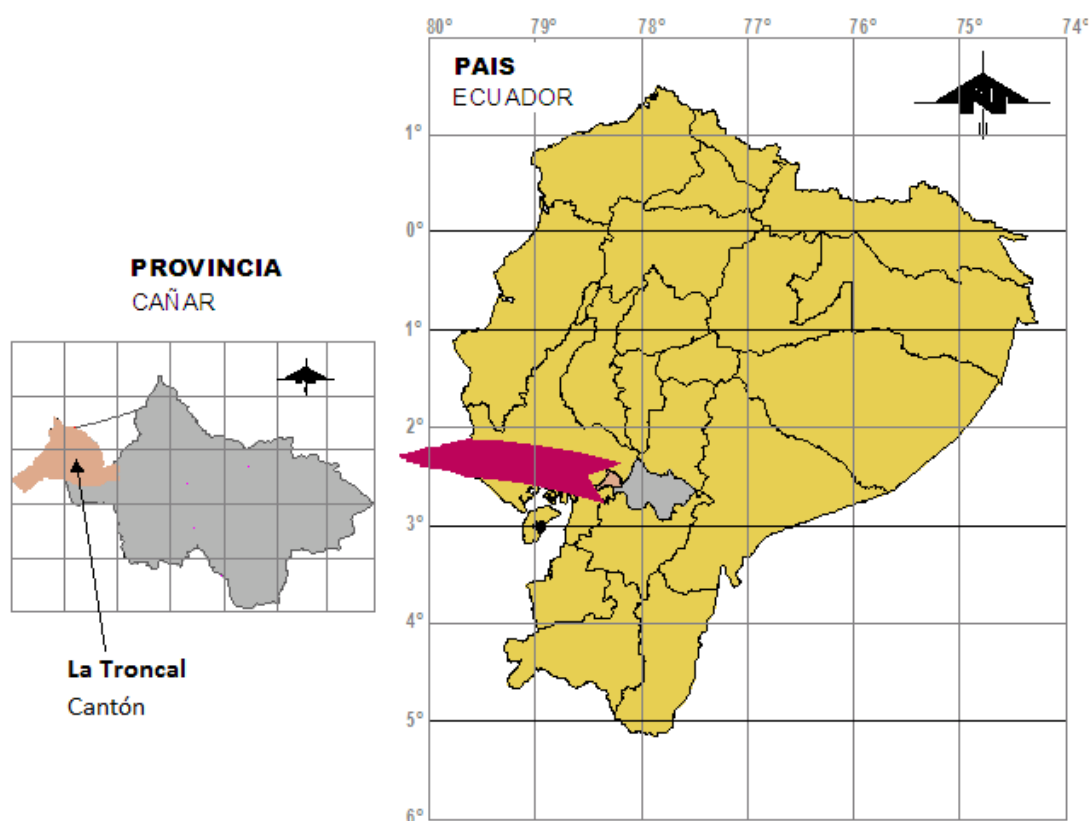


Figura 2.2: Implantación de la troncal

Fuente: IGM

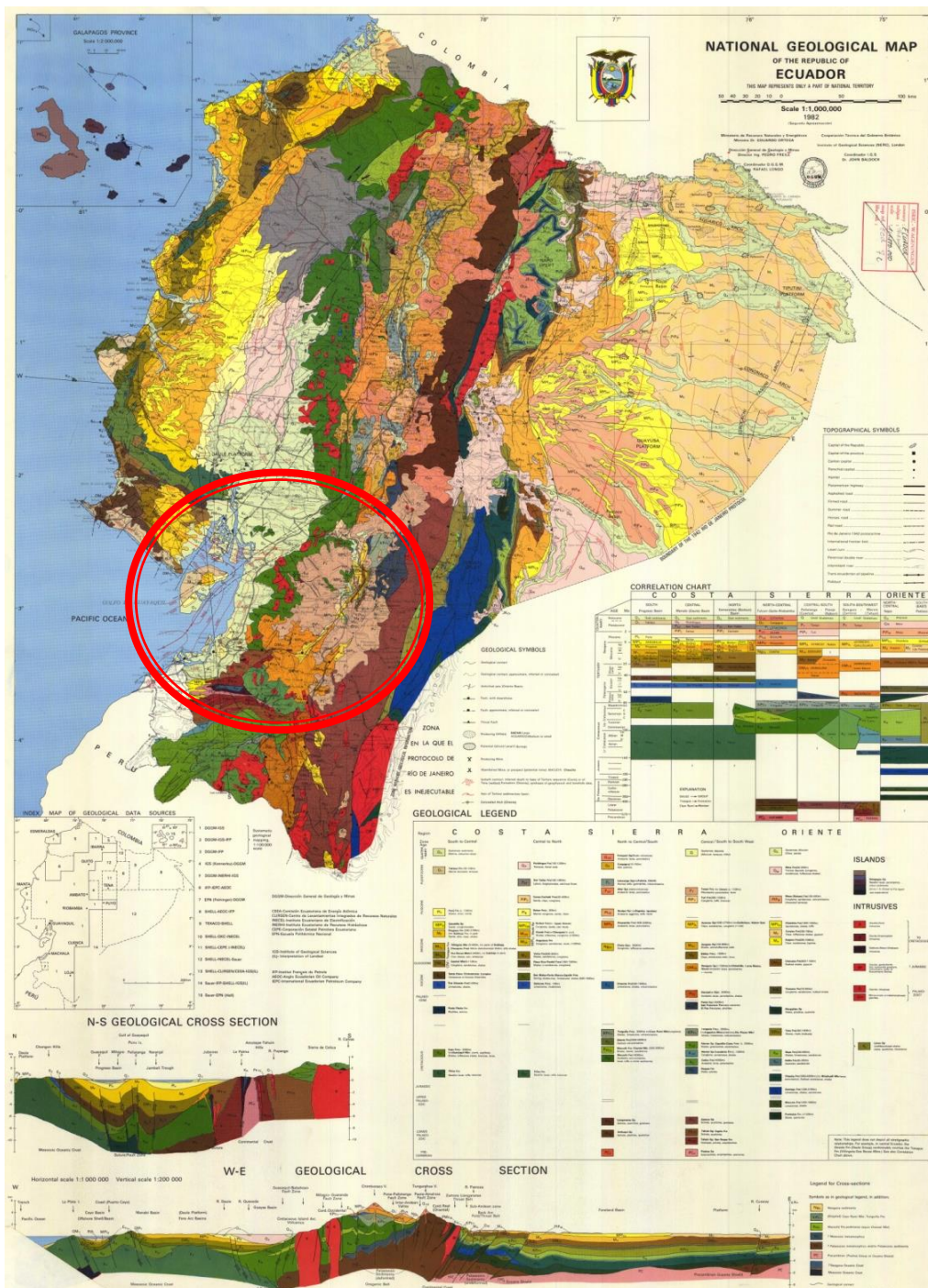


Figura 2.3: Implantación de la troncal en mapa de Ecuador

Fuente: IGM

2.3.1.2 Exploración de campo y toma de muestra

El día viernes 12 de Junio del 2015 a las 13:30 se procedió a realizar la exploración de campo en los terrenos donde se construirá la Urbanización "HUERTOS FAMILIARES LAS OCHENTA". La primera muestra fue tomada en las coordenadas 685741E, 9722347N, la muestra fue de carácter alterado, anterior a la toma de la muestra se retiró aproximadamente 10 cm de capa de suelo orgánico. La Segunda muestra fue tomada en las coordenadas 685430E, 9723072N. Debido a la homogeneidad observada en el terreno, se concluyó que la toma de muestras en dos puntos diferentes, es suficiente para realizar una caracterización real y representativa del terreno.

En el punto de muestra A, se procedió a realizar una calicata de 1,5 m de profundidad en donde se pudo observar un potente estrato de gravas (cantos rodados) y arenas. El tamaño de las gravas encontradas oscila entre ½" y 8".

En el punto de muestra B, se observó el mismo tipo de suelo, a diferencia de que la mayoría de las gravas encontradas sobrepasaban las 8" de tamaño.

Como se mencionó anteriormente y como se muestra en las fotos del anexo 7, se observó que, los suelos del lugar son granulares y contienen gravas de tamaños que varían desde 1/8" hasta 8" mezcladas con arena. Por este motivo la toma de una muestra inalterada con tubo Shelby o un ensayo SPT

se torna difícil e innecesario. La dificultad radica en que al existir gravas de un tamaño mayor a 8" impedirían la penetración del tubo Shelby (3" de diámetro"). Al realizar un ensayo SPT con muestra recuperable y parcialmente inalterada, ocurriría un rechazo por las mismas razones citadas anteriormente. Debido al alcance del proyecto, a las cargas relativamente bajas que transmitirán las estructuras y a la aparente buena calidad del terreno de fundación, las muestras inalteradas tomadas proporcionan información suficiente para el desarrollo del proyecto.

2.3.1.3 Ensayos de Laboratorio

Posterior a la toma de muestras, se procedió a transportarlas al laboratorio de suelos y materiales de la Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra de la universidad ESPOL, para sus respectivos ensayos. El día lunes 15 de junio del 2015 se empezó a realizar los ensayos de caracterización del terreno de fundación. Los ensayos realizados fueron:

- ✓ Humedad.

- ✓ Límites de Atterberg.

- ✓ Granulometría.

Se realizó el procedimiento de granulometría lavada conforme a las especificaciones de la norma ASTM D421-85(2007). Los resultados Obtenidos se detallan en las secciones contiguas.

2.3.1.3.1 Ensayo de Humedad

Tabla III: Ensayo de humedad según norma ASTM D2216

ENSAYO DE HUMEDAD NORMA ASTM D2216						
# Recipiente	Peso de Recipiente (A)	Peso Recp. + Muestra húmeda (B)	Peso húmedo de la muestra (C = B-A)	Peso de Recp. + Muestra seco (D)	Peso Seco de la Muestra (E = D-A)	% HUMEDAD (F= (C-E/E))
18	67,49	406,75	339,26	382,2	314,71	7,80%
28	71,57	400,06	328,49	373,29	301,72	8,87%
24	69,25	417,45	348,2	386,75	317,5	9,67%
55	67,1	343,69	276,59	324,04	256,94	7,65%
% HUMEDAD:						8,50%

2.3.1.3.2 Límites de Atterberg

Tabla IV: Límite líquido según norma ASTM D4318-86

LIMITE LIQUIDO SEGÚN NORMA NORMA ASTM D4318-86								
Puntos	N° de golpes	Recipiente	Peso de Recipiente	Peso Recp. + Muestra húmeda (B)	Peso húmedo de la muestra (C = B-A)	Peso de Recp. + Muestra seco (D)	Peso Seco de la Muestra (E = D-A)	% HUMEDAD (F= (C-E/E))
1	12	52	6,21	11,57	5,36	10,27	4,06	32,02%
2	25	5	5,93	13,09	7,16	11,44	5,51	29,95%
3	29	60	6,34	14,08	7,74	12,38	6,04	28,15%
4	35	31	6,29	13,44	7,15	11,9	5,61	27,45%
5	41	57	6,27	12,25	5,98	11,08	4,81	24,32%

Gráfico 2.1: Límite líquido; %humedad VS N° de Golpes

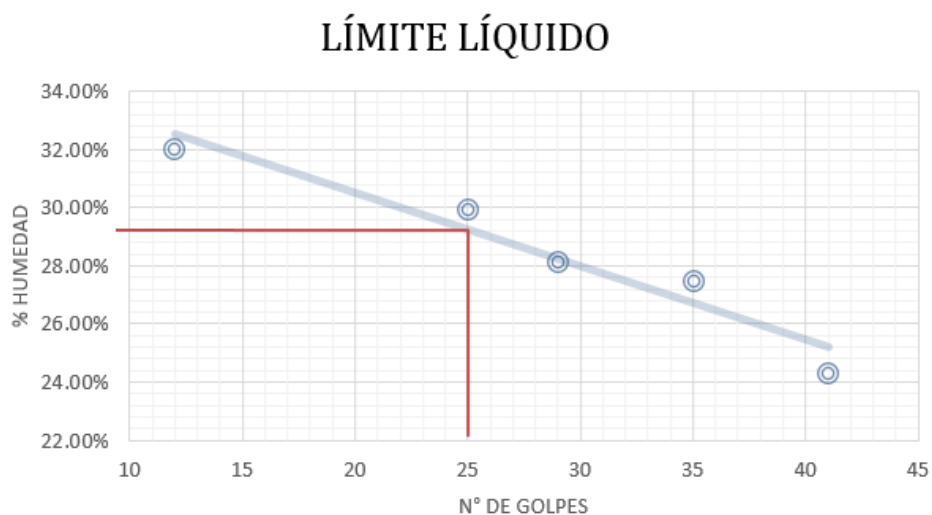


Tabla V: Límite plástico según norma ASTM D4318-86

LÍMITE PLÁSTICO SEGÚN NORMA NORMA ASTM D4318-86							
Puntos	# Recipiente	Peso de Recipiente	Peso Recp. + Muestra húmeda (B)	Peso húmedo de la muestra (C = B-A)	Peso de Recp. + Muestra seco (D)	Peso Seco de la Muestra (E = D-A)	% HUMEDAD (F= (C-E/E))
1	24	5,96	11,37	5,41	10,27	4,31	25,52%
2	26	6,26	8,92	2,66	8,42	2,16	23,15%
3	43	5,95	7,45	1,5	7,15	1,2	25,00%
4	53	6,01	7,52	1,51	7,25	1,24	21,77%
5	1	6,1	8,38	2,28	7,97	1,87	21,93%
LÍMITE PLÁSTICO							23,47%

Tabla VI: Índice de plasticidad obtenido por norma ASTM D4318-86

Límite líquido WL:	29,20%
Límite Plástico PL:	23,47%
Índice de Plasticidad PL:	5,73%

2.3.1.3.3 Granulometría

Tabla VII: Toma de muestra para ensayo de granulometría

# Recipiente	Peso de Recipiente (gr)	Peso Recp. + Muestra (gr)	Peso de Muestra (gr)
11	626,3	5790	5163,7

Tabla VIII: Granulometría de la muestra según norma ASTM D421-85

# Tamiz	Abertura (mm)	Peso Parcial (gr)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Pasante Acumulado
3"	75,00	0	0	0	100
2"	50,00	1030,00	19,947	19,947	80,053
1 1/2"	38,10	691,30	13,388	33,335	66,665
1"	25,00	416,30	8,062	41,397	58,603
3/4"	19,00	234,60	4,543	45,940	54,060
3/8"	9,50	653,00	12,646	58,586	41,414
Nº 4	4,750	326,000	6,313	64,899	35,101
Nº 10	2,000	352,400	6,825	71,724	28,276
Nº 20	0,850	309,630	5,996	77,720	22,280
Nº 40	0,425	254,190	4,923	82,643	17,357
Nº 60	0,250	195,880	3,793	86,436	13,564
Nº 140	0,106	265,360	5,139	91,575	8,425
Nº 200	0,075	80,180	1,553	93,128	6,872
Fondo		354,860	6,872	100,000	0
Total		5163,70	100,00		

Gráfico 2.2: Curva granulométrica; norma ASTM D421-85

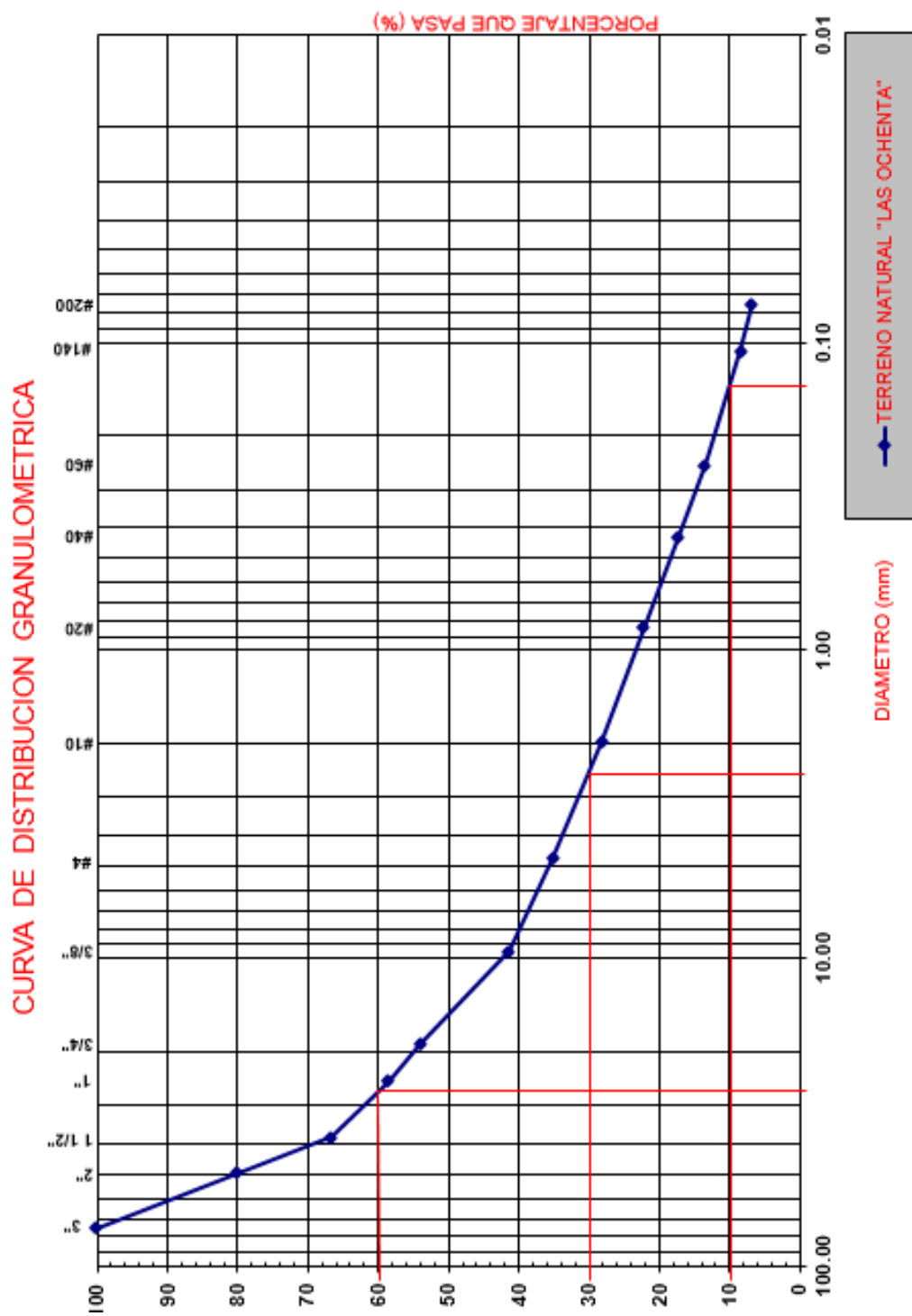


Tabla IX: Clasificación del suelo; SUCS y ASSHTO

D60:	26,000
D30:	2,300
D10:	0,120
Cu (D60/D10):	216,7
Cc(D30*D30)/(D60*D10):	1,7

De la Tabla IX, correspondiente a la clasificación SUCS, se clasifica al suelo como **GP (Gravas mal graduadas)**.

De la Tabla IX, correspondiente a la clasificación ASSHTO, se clasifica al suelo como A-1-a (**Fragmentos de roca, grava, arena**).

De acuerdo al análisis granulométrico, el porcentaje de finos (pasante del tamiz 200) es menor al 7% y el índice de plasticidad del terreno es relativamente bajo, bajo estas premisas podemos descartar asentamientos diferenciales y cambios volumétricos del terreno en estudio. La humedad natural del terreno es de 8,5%, muy por debajo de los límites líquido y plástico, teniendo así que el suelo en estudio se comporta como materia sólida en su estado natural. De acuerdo a la clasificación SUCS y AASHTO el material en estudio está constituido principalmente por gravas y fragmentos de roca, teniendo así un indicio de que la capacidad de carga del mismo será relativamente alta.

2.3.1.3.4 Capacidad Portante o capacidad de carga

Es la capacidad del terreno que le permite poder soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo (CR, 2015)

La capacidad de carga se la puede calcular por varios métodos, basados en las características del terreno, tales como lo son su composición y textura, estos métodos alternos funcionan a base de nomogramas o tablas en donde se estima la capacidad de carga del suelo con características conocidas del mismo. Para aquellos casos de suelos granulares con proporción en peso de partículas de más de 20mm superior al 30% y en aquellos casos en los que la importancia de la estructura no justifique la realización de ensayos de estimación de carga complejos como triaxial, cross-hole o down hole, los cálculos se podrán basar exclusivamente en correlaciones que sean suficientemente conservadoras. (ANEJO, 2010, pág. 11)

Tabla X: Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Fuente: (ANEJO, 2010, pág. 11)

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m²)	E (MN/m²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

De acuerdo a lo obtenido en el análisis granulométrico, el suelo en estudio retiene 48,4% en el tamiz de 1" (25,4mm), ubicándose así en el caso anteriormente mencionado. Sin restar importancia a las estructuras en estudio, el peso que transmite una vivienda al terreno natural, es relativamente bajo en comparación a estructuras más complejas como puentes o edificios que requieren un estudio de suelo con mayor alcance. Bajo estas premisas, la capacidad de carga del terreno en estudio, será estimada acorde a la Tabla 2.3.1.4.a.

De acuerdo a las clasificaciones de suelo antes mencionadas y a las exploraciones de campo en las que se observó suelos compactos y duros (fragmentos de roca), de acuerdo al rechazo que se prevé ante la realización de un ensayo SPT, ubicamos al terreno entre una capacidad de carga que oscila entre 300-500 KN/m². La capacidad de carga estimada para el terreno

en estudio será tomada como un promedio de los valores antes mencionados, $q_u = 400 \text{ KN/m}^2$.

2.4 Planteamiento de alternativas de vivienda tipo

Debido a que el área promedio de los 295 lotes es de 2.062,205 m² por lote, se ha propuesto que el área de construcción destinada a las viviendas tipo, sea de 96 m² dejando un restante de aproximadamente 1.966,205 m² por lote para actividades de producción agrícola, ganadera y/o avícola.

La vivienda se encontrara estructurada por 3 ejes en dirección 'X' separados 4 m cada uno, mientras que en la dirección 'Y' se encontrara conformada por 5 ejes que estarán separados de la siguiente manera; Eje 1-2 una separación de 3 m, Eje 2-3 una separación de 3 m, Ejes 3-4 una separación de 2,50 m y los Ejes 4-5 una separación de 3,50 m entre ellos.

Tabla XI: Separación de ejes dirección 'x' y 'y'

Dirección	Ejes	Separación (metros)
Y	1-2	3,00
	2-3	3,00
	3-4	2,50
	4-5	3,50
X	A-B	4,00
	B-C	4,00

Las viviendas estarán conformadas por una estructura de dos pisos, con una altura de entrepiso de 2,7 m, la estructura estará compuesta tanto en la planta baja como en la planta alta por 15 columnas, distribuida en cada uno de sus ejes.

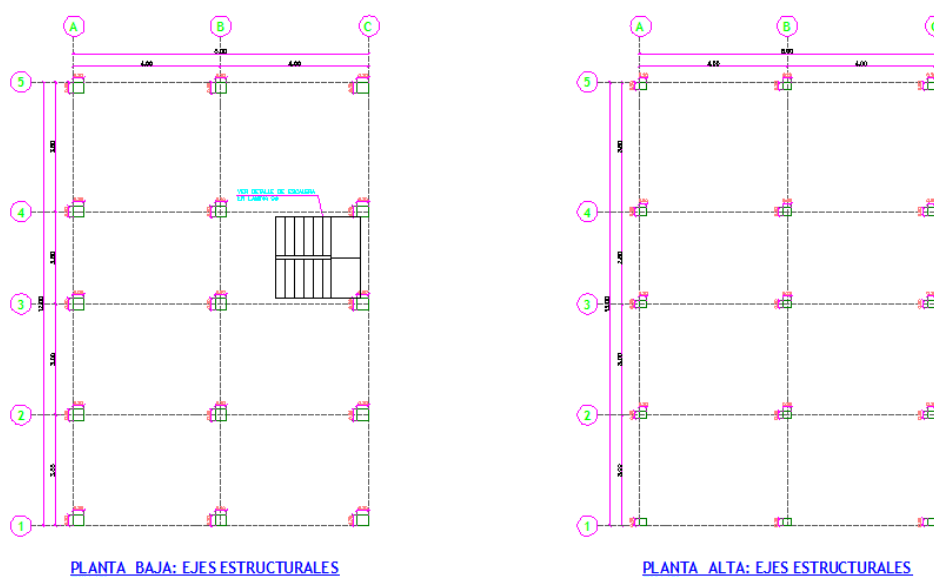


Figura 2.4: Implantación de vivienda tipo.

No existirá variante alguna en la implantación propuesta para ninguna de las tres alternativas a plantear, la única variante será los elementos a usar en la estructura, y el método a emplear para su construcción, la cimentación y cubierta de las tres estructuras propuesta será la misma, y estarán conformadas por hormigón armado y acero estructural respectivamente.

2.4.1 Vivienda de hormigón armado

Una de las alternativas planteadas, es la construcción de viviendas conformadas por una estructura de hormigón armado, se ha propuesto esta alternativa por ser una de las opciones constructivas más convencionales en la elaboración de viviendas, con una metodología constructiva bastante básica y secuencial.

Para nuestra vivienda tipo, 'Hormigón armado' se plantea una estructura monolítica de hormigón armado; es decir cimientos – columnas planta baja – losa de primer piso – columnas planta alta – cubierta metálica, todos estos elementos serán fundidos y colocados de tal forma que conformen un solo elemento, y le brinden una mayor rigidez a la estructura. Se utilizara un sistema de losa nervada sin bloque, y una altura de entrepiso de 2,50.

El diseño de cada elemento estructural de la vivienda tipo, 'Hormigón armado', estará regido estrictamente a las normas de construcción vigentes aplicables; NEC-SE-VIVIENDA, NEC-SE-HM, NEC-SE-CM, ACI-318-11.

2.4.2 Vivienda de acero estructural

La segunda alternativa planteada para la construcción de las viviendas, consiste en una estructura conformada por elementos metálicos en su mayor porcentaje.

Para nuestra vivienda tipo, 'Acero estructural' se plantea una estructura conformada de la siguiente manera; la cimentación será de hormigón armado adoptada del mismo diseño propuesto en la alternativa previa, en su superficie dispondrá de placas metálicas que servirán de unión con los perfiles metálicos seleccionados para funcionar como columnas de planta baja, la losa estará conformada por vigas metálicas que servirán de apoyo para una pequeña losa de hormigón armado que descansara sobre una lamina de steel panel a una altura de 2,50 medida desde el contrapiso de la estructura, de igual manera las columnas de planta alta y las vigas de cubierta estarán conformados por perfiles metálicos seleccionados en el cálculo estructural, y se mantendrá el mismo diseño de cubierta propuesto para las tres alternativas. El diseño de cada elemento estructural de la vivienda tipo, 'Estructura metálica', estará regido estrictamente a las normas de diseño y construcción vigentes aplicables; ASD, LRFD, ANSI/AISC-360-10 NEC, INEN.

2.4.3 Vivienda de armadura electrosoldada

Finalmente la tercera alternativa planteada es la construcción de viviendas conformada por armadura electrosoldada, se ha planteado esta alternativa ya que uno de los objetivos de este proyecto es encontrar la alternativa más viable, evaluada respecto al factor costo y tiempo.

La estructura de armadura electrosoldada estará compuesta por hormigón y elementos estructurales previamente elaborados a los cuales denominaremos 'Armaduras conformadas', estos serán elementos constituidos por varillas longitudinales de diferentes diámetros con estribos soldados en todos los puntos de encuentro.

Las armaduras conformadas son elaboradas bajo pedido a los proveedores tales como, MAVISA, NOVACERO, y son diseñadas bajo normas constructivas como: INEN 2167 y ASTM. Adicional a esto el diseño de cada elemento estructural de la vivienda tipo, 'armadura electrosoldada, estará regido estrictamente a las normas de construcción vigentes aplicables mencionadas en la alternativa de hormigón armado.

CAPITULO III

ESTUDIOS DEFINITIVOS

3.1 Estudios definitivos

Luego de haber realizado el estudio preliminar del proyecto se analizará la factibilidad del proyecto a partir de estudios definitivos es decir, se analizará si el proyecto planteado tiene viabilidad, operativa, técnica y económica, para lo cual es necesario comenzar con el análisis y diseño de cada una de las alternativas propuestas en el estudio preliminar, de esta manera plantearemos alternativas más concretas y elaboradas que nos servirán para definir un análisis presupuestario de cada una de ellas, y poder así escoger la alternativa más óptima de las tres alternativas planteadas previamente.

3.1.1 Análisis y diseño

El análisis y diseño estructural de viviendas tipo para el proyecto “Lotización Huertos Familiares los Ochenta” estará respaldado principalmente por la norma **NEC-SE-VIVIENDA**. La norma en mención, fue actualizada mediante acuerdo ministerial Nro. 0047 el 15 de Diciembre del 2014, siendo así el código de diseño actual aplicado a “Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros”.

3.1.1.1 Cálculo de cargas

Es necesario considerar tanto las cargas permanentes o cargas no sísmicas, al igual que las cargas sísmicas actuantes en la estructura para lo cual es necesario revisar la sección 2.4 de la **NEC-SE-VIVIENDA**, tal como se detalla a continuación.

3.1.1.1.1 Cargas permanentes y no permanentes

La Sección 2.4 de la **NEC-SE-VIVIENDA** expresa que Las cargas generales y combinaciones de carga a aplicarse, serán determinadas según lo estipulado en la **NEC-SE-CG** (Cargas no sísmicas). Las cargas sísmicas estarán regidas por la sección 3 de la **NEC-SE-VIVIENDA** y las normas **NEC-SE-DS** (Cargas sísmicas y Diseño Sismo resistente).

Para lo cual se ha detallado en las siguientes tablas los valores establecidos por la norma, tanto como para cargas muertas como para cargas vivas.

Tabla XII: Peso Unitario de cargas muertas

Fuente: NEC-SE-CG, apéndice 4.1

<i>Extracto de Apéndice 4.1 NEC-SE-CG</i>		
Material	Peso Unitario	
	(KN/m ³)	(Kg/m ³)
Baldosa Cerámica	18	1800
Hormigon armado	24	2400
Bloque Hueco de Hormigón Alivianado	8,5	850
Acero	78,5	7850
Cubiertas	(KN/m ²)	(Kg/m ²)
Chapa ondulada de acero galvanizado (8mm de espesor)	0,07	7
Chapa ondulada de fibrocemento (8mm de espesor)	0,2	20

Tabla XIII: Peso Unitario de cargas vivas

Fuente: NEC-SE-CG, apéndice 4.2

<i>Extracto de Apéndice 4.2 NEC-SE-CG (Carga Viva)</i>		
TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Peso Unitario	
	(KN/m ²)	(Kg/m ²)
Viviendas unifamiliares y bifamiliares	2,00	200

3.1.1.1.2 Cargas sísmicas

Cumpliendo con lo propuesto en el numeral 3.3.1 de la norma **NEC-SE-DS** aplicada para cargas sísmicas y diseños sismo resistente, el espectro de respuesta elástico de aceleraciones **S_a**, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño depende de 2 factores los cuales se detallan a continuación:

- ✓ **'Z'**: En el caso del proyecto en mención y de acuerdo al numeral 10.2 de la norma en mención, el Cantón LA TRONCAL tiene como factor sísmico un valor de **Z=0,40**

- ✓ **Tipo de Suelo**: Indica el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura. Considerando un rechazo del ensayo SPT (N° de golpes mayor a 50) se utilizara un suelo **"Tipo C"**.

El cortante basal de la estructura es la fuerza lateral que experimentará la estructura en sus bases debido a las fuerzas sísmicas. De acuerdo al numeral 3.1.3. De la norma **NEC-SE-VIVIENDA**, el cálculo del cortante basal sísmico se simplifica mediante la expresión mostrada a continuación:

$$V_{base} = Z * C * W/R$$

Ecu. 1

Tabla XIV: Coeficiente de respuesta sísmica

Zona geográfica	C
Costa y Galápagos	2.4
Sierra y Oriente	3

El factor “C” a utilizarse en el proyecto toma el valor de **C=3** dado que la provincia del Cañar, pertenece a la región Sierra. En este numeral se menciona también que:

“Los sistemas constructivos utilizados para la construcción de vivienda, son redundantes pero carecen de ductilidad. Por tal razón, el diseño sismo-resistente está basado en fuerzas y consiste en verificar que la resistencia lateral de la estructura, V_{MR} , es mayor o igual a la demandada por el sismo de diseño, V_{base} . El análisis de las derivas de piso no es mandatorio.”

(Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2014, pág. 26)

El coeficiente “R” a utilizarse, dependerá de cada una de las alternativas estructurales presentadas, los valores están dados en la sección 3.1.4 del **NEC-SE-VIVIENDA**, detallados en tabla XV mostrada a continuación.

Tabla XV: Valores de 'R' según NEC-SE-VIVIENDA

Sistema Estructural	Materiales	Coefficiente R	Limitación en altura (número de pisos)
Pórticos resistentes a Momento	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , reforzado con acero laminado en caliente.	3	2(b)
	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , con armadura electro-soldada de alta resistencia.	2.5	2
	Acero Doblado en Frío	1.5	2 (b)

3.1.1.2 Distribución de fuerzas horizontales

La distribución de fuerzas horizontales se la realizara mediante lo establecido en la norma NEC 2011 capítulo 2.7.2.4 'Distribución vertical de fuerzas laterales', en donde indica que la distribución de las fuerzas será a lo largo de la altura de la estructura utilizando la siguiente expresión:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Ecu. 2

En donde K se evalúa de la siguiente manera:

- ✓ Para valores de $T \leq 0,5s$; $K=1,0$
- ✓ Para valores de $0,5s < T \leq 2,5s$; $K= 0,75+0,50T$
- ✓ Para valores de $T>2,5s$, $K=2,0$

3.1.1.3 Estimación del periodo fundamental de la estructura

El periodo fundamental de la estructura es el tiempo que esta toma en dar un ciclo completo, cuando experimenta vibración no forzada. Su determinación es primordial porque del mismo depende la magnitud de la fuerza sísmica que experimentará la estructura. (BERMUDEZ, 2011)

El periodo fundamental de la estructura será determinado acorde al numeral 6.3.3 de la **NEC-SE-DS** utilizando el método 1 en donde se detalla que, para estructuras de edificación el periodo fundamental se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t * h n^\alpha \quad \text{Ecu. 3}$$

Los coeficientes Alpha y C_t dependen del tipo de estructura, dichos coeficientes están definidos en el mismo numeral y son detallados en la tabla XVI.

Tabla XVI: Coeficientes C_t y Alpha

Fuente: NEC-SE-VIVIENDA

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

3.1.1.4 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga y la nomenclatura a utilizar han sido tomadas de la sección 3.4.1 de la norma **NEC-SE-CG**.

Dado que en la zona donde se implantará el proyecto no se presentan vientos de altas velocidades ni granizo y la carga de cubierta está incluida en el análisis de cargas permanentes, las cargas L_r , S y W no serán tomadas en cuenta.

La sección 3.3.3.a de la **NEC-SE-CG** expresa que la capacidad de los elementos estructurales, componentes y cimentación deben ser mayores o iguales a las siguientes combinaciones:

Tabla XVII: Combinaciones de Cargas

Combinación 1:
1,4 D
Combinación 2:
$1,2D + 1,6L + 0,5\max(Lr; S; R)$
Combinación 3:
$1,2D + 1,6\max(Lr; S; R) + \max(L; 0,5W)$
Combinación 4:
$1,2D + 1,0W + L + 0,5\max(Lr; S; R)$
Combinación 5:
$1,2D + 1,0E + L + 0,2S$
Combinación 6:
$0,9D + 1,0W$
Combinación 7:
$0,9D + 1,0E$

La combinación 1, 3 y 6 presentadas en la tabla XVII no serán utilizadas puesto que por simple inspección no serán los casos más desfavorables. Debido a que las cargas de cubierta, granizo y viento no serán tomadas en cuenta en el presente análisis, las combinaciones de diseño serán las siguientes considerando “+E” cuando el sismo actúa de izquierda a derecha y como “-E” cuando el sismo actúa en sentido contrario:

- ✓ Combinación 1: $1,2D + 1,6L$.
- ✓ Combinación 2: $1,2D + Ex + L$.

- ✓ Combinación 3: $1,2D - Ex + L$.
- ✓ Combinación 4: $1,2D + Ey + L$.
- ✓ Combinación 5: $1,2D - Ey + L$.
- ✓ Combinación 6: $0,9D + Ex$.
- ✓ Combinación 7: $0,9D - Ex$.
- ✓ Combinación 8: $0,9D + Ey$.
- ✓ Combinación 9: $0,9D - Ey$.

3.1.1.5 Alternativa estructural de hormigón armado

Prediseño de elementos estructurales:

El prediseño de elementos estructurales correspondientes al sistema estructural de hormigón armado será tomado acorde a las medidas mínimas aceptadas por la norma **NEC-SE-VIVIENDA**, esto a fin de obtener una estructura económica y segura a la vez.

La sección **5.1** de la norma **NEC-SE-VIVIENDA** describe que:

“Pórticos donde se adopten secciones de vigas y columnas con dimensiones menores que las mínimas especificadas en la NEC-SE-HM, pueden usarse para vivienda de hasta 2 pisos, siempre y cuando satisfagan un diseño estructural donde las fuerzas sísmicas hayan sido calculadas con el coeficiente de reducción “R” señalado en la Tabla 3 (Tabla 6.1.1.2.b del presente proyecto)”. (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2014, pág. 39)

Dado que la estructura en diseño corresponde a una vivienda de 2 pisos y el factor de Reducción “R” será tomado de la tabla anteriormente mencionada, la norma nos permite trabajar con las dimensiones mínimas especificadas, las mismas que se detallan en la sección **5.2** de la **NEC-SE-VIVIENDA**.

Tabla XVIII: Requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas

Fuente: NEC-SE-VIVIENDA

Número de pisos de la vivienda	Elemento	Luz máxima (m)	altura total de entepiso máxima (m)	Sección mínima base x altura (cm x cm)	Cuantía Longitudinal Mínima de acero laminado en caliente	Refuerzo de acero laminado Transversal Mínimo (estribos)
1	Columnas	4.0	2.50	20x20(a)	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			15x20(b)	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)
2	Columnas	4.0	2.50	Piso 1: 25x25 Piso 2: 20x20	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
	Vigas			20x20 (b)	14/fy sup. 14/fy inf.	Diámetro 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)

La estructura en diseño se ubica en el caso de viviendas de dos pisos, la luz máxima es la luz de las vigas en dirección X la cual es de 4 m cumpliendo así con las especificaciones de la norma. La altura de piso a piso de la estructura es de 2,70 m, si a esto le restamos 0,20 m que es el espesor de la losa nervada, tenemos una altura de entepiso de 2,50 m cumpliendo con los requisitos.

El prediseño de la estructura a utilizar en el modelo estructural contará con las siguientes dimensiones:

- ✓ Vigas en dirección 'X' y 'Y', Base=20 cm. Altura=20 cm.
- ✓ Columnas de entrepiso 1, sección de 25x25 cm.
- ✓ Columnas de entrepiso 2, sección de 20x20 cm.

Los elementos estructurales que no formen parte del pórtico resistente a momentos como son los elementos metálicos para soportar la cubierta, no serán modelados. Con este prediseño se procede a evaluar la carga por metro cuadrado de los elementos estructurales para determinar la carga muerta de la estructura y posteriormente su peso sísmico efectivo.

Tabla XIX: Cálculo de peso por metro cuadrado de elementos estructurales

	Cantidad	Base(m)	Altura(m)	Longitud(m)	Vol (m3)	Peso específico (kg/m3)	Peso Total (kg)
Columnas entrepiso 1	14,00	0,25	0,25	2,50	2,19	2.400,00	5.250,00
Vigas piso 1 X	5,00	0,20	0,20	8,00	1,60	2.400,00	3.840,00
Vigas piso 1 Y	3,00	0,20	0,20	12,00	1,44	2.400,00	3.456,00
TOTAL(Kg):							12.546,00
Area piso 1:							96,00
Peso por metro cuadrado (kg/m2):							131,00

El peso de elementos estructurales, será tomado conservadoramente como 150kg/m² para ambos pisos. Para estimar el espesor de la losa, utilizaremos la tabla 9,5 del código ACI 318-11, considerando la condición mas critica.

Tabla XX: Tabla para consideración de espesor de losa

Fuente: ACI 318-11; Tabla 9,5

Elemento	Peralte mínimo, h			
	Simplemente Apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
	Elementos que no soportan ni están en contacto con tabiquería u otros miembros			
Losas Macizas armadas en un sentido	l/20	l/24	l/28	l/10
Vigas o losas nervadas armadas en una dirección	l/16	l/18,5	l/21	l/8

Peralte Mínimo:	0.16 m
Peralte Seleccionado:	0.20 m

La sección tipo de la losa nervada a utilizar será:

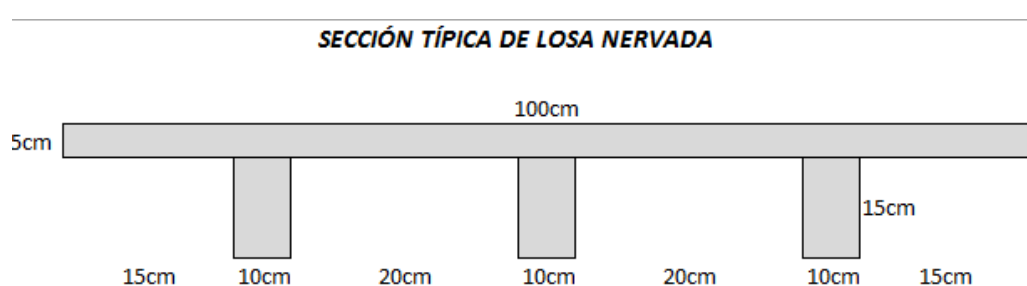


Figura 3.1: Sección de losa hormigón armado.

3.1.1.5.1 Cálculo de cargas para hormigón armado

Cálculo de Carga Muerta:

El cálculo de carga muerta de la estructura en mención, se basa en los pesos específicos y cargas por metro cuadrado listados en el numeral 3.1.1.1. Se ha considerado el 30% de los nervios de losa puesto que tal como se muestra en la figura 3.1, una sección de losa de 1 m, está constituida por 0,30 m de nervios. Las cargas de cerámica, paredes, ductos, enlucidos y elementos estructurales, han sido estimadas. Para estimar dichas cargas, se consultó a varios diseñadores estructurales los cuales coincidieron con estos valores.

Tabla XXI: Cálculo de carga muerta

	espesor(m)	Peso específico (Kg/m ³)	Carga por metro Cuadrado (kg/m ²)	CARGAS QUE ACTUAN EN PISO 1	CARGAS QUE ACTUAN EN CUBIERTA
Losa de Compresión	0,05	2.400,00	120,00	X	
Nervios de Losa(30%)	0,15	2.400,00	108,00	X	
Cerámica(incluye contrapiso)	0,06	1.800,00	108,00	X	
Paredes(estimado)			150,00	X	
Ductos y enlucidos (estimado)			40,00	X	
Elementos estructurales			150,00	X	X
Chapa ondulada de fibrocemento (8mm de espesor)			20,00		X
Carga Muerta Total (Kg/m²):				676	170

Cálculo de carga viva:

La carga viva a utilizar será la expresada en el numeral 3.1.1.1.1 en la tabla XIII.; en donde se expresa el valor del peso unitario para carga viva de viviendas unifamiliares y bifamiliares.

Cargas sísmicas:

De acuerdo al numeral 3.1.3 de la norma **NEC-SE-VIVIENDA**, el peso sísmico efectivo será calculado mediante la suma del peso, producto de cargas muertas más un 25% del peso de cargas vivas, lo cual se detalla en tabla XXII.

Tabla XXII: Cálculo de peso sísmico efectivo

	LONG. X (m)	LONG. Y (m)	Area(m ²)	WD (kg/m ²)	WL(kg/m ²)	WT(WD+25%WL)	Peso (WTxA) (Kg)
PISO 1	8	12	96	676	200	726	69.696,00
CUBIERTA	9	13	117	170	0	170	19.890,00
Peso Sísmico Efectivo (Kg)							89.586,00
Peso Sísmico Efectivo (Ton)							89,59

El cortante Basal de la estructura se calcula conforme al numeral 3.1.1.1.2, para el factor R se adoptara un valor de 3, según lo propuesto en el presente proyecto.

Tabla XXIII: Cálculo del cortante basal de la estructura

Z=	0,4
C=	3
W=	89,59 ton
R=	3
V base=	35,83 ton

Dado que el sistema estructural de ambas direcciones corresponde a pórtico de hormigón armado resistente a momentos, el cortante basal en dirección X será el mismo en dirección Y.

Estimación del periodo fundamental de la estructura:

La estimación del periodo fundamental de la estructura se calcula acorde al numeral 3.1.1.3 del presente proyecto, el valor de h_n es de 5,40 m, C_t y α son tomados acorde al tipo de estructura *“Pórticos especiales de hormigón armado – sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras”* $C_t=0,047$ y $\alpha=0,9$.

Tabla XXIV: Cálculo del periodo fundamental de la estructura

$C_t=$	0,047
$\alpha=$	0,9
$h_n=$	5,4 m
$T_a=$	0,21 seg

El periodo fundamental estimado es el mismo para pórtico en 'X' y pórtico en 'Y'.

Distribución de fuerzas sísmicas horizontales:

De acuerdo a la sección 3.1.1.2, se indica que la distribución de fuerzas horizontales dependen de K , y este a su vez depende de T_a , dado que el período fundamental calculado fue de 0,21 s, nos ubicamos en el caso de $T_a \leq 0,5$ s por lo cual $K = 1$.

Tabla XXV: Distribución de fuerzas horizontales

We=	89,59	TON	Dirección X		Vx=	35,83
Nivel	Altura (H)	Wei	Wei.H^{Kx}	Cvx	Fx	Vx
2	5,4	19,9	107,406	0,36	13,02	13,02
1	2,7	69,7	188,1792	0,64	22,81	35,83
$\Sigma=$			295,59			

Teniendo así las siguientes distribuciones de fuerzas horizontales en la estructura:

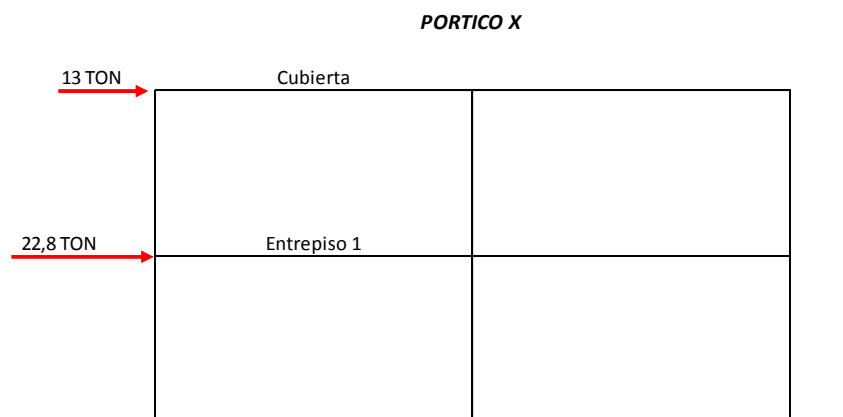


Figura 3.2: Distribución de fuerzas horizontales en dirección X.



Figura 3.3: Distribución de fuerzas horizontales en dirección Y.

3.1.1.5.2 Modelo estructural SAP 2000

El modelo estructural del proyecto en curso será realizado en el software “SAP2000” tomando las siguientes consideraciones:

- ✓ Las cargas gravitacionales, serán modeladas como cargas uniformemente distribuidas aplicadas sobre las vigas principales en dirección Y, considerando un ancho de influencia de 4 m.
- ✓ La carga viva en las vigas superiores, será considerada como 100 Kg/m² dado que una vez construida la estructura, cargas de este tipo actuarían únicamente en casos de mantenimiento.
- ✓ Las cargas sísmicas serán modeladas como cargas puntuales aplicadas en el centroide de cada piso. Al modelar la carga sísmica en una dirección determinada, se aplicará el 30% de la fuerza que actúa en dirección perpendicular ($E_x+0.3E_y$ ó $E_y+0.3E_x$).

Tabla XXVI: Fuerzas ingresadas en el modelo estructural

Piso 1	WD(ton/m): 2.70
	WL(ton/m): 0.80
	E _{xx} (ton): 22.8
	E _{xy} (ton): 6.84
	E _{yy} (ton): 22.8
	E _{yx} (ton): 6.84
Piso 2	WD(ton/m): 0.68
	WL(ton/m): 0.40
	E _{xx} (ton): 13.02
	E _{xy} (ton): 3.91
	E _{yy} (ton): 13.02
	E _{yx} (ton): 3.91

- ✓ La conexión entre las columnas y la cimentación, será modelada como empotramientos.
- ✓ Para el modelo estructural se ha ingresado como materiales hormigón con resistencia a la compresión de 210 Kg/cm², peso volumétrico de 2400 kg/cm³ y un módulo de elasticidad de 300000 kg/cm².
- ✓ Se ingresó como propiedades del acero de refuerzo un módulo de elasticidad de 2'100000 kg/cm² y un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm².
- ✓ Al momento de definir las cargas, el coeficiente que considera el peso propio de los elementos estructurales será ingresado como "0", dado que en la carga muerta ya está considerado este peso.
- ✓ Se procedió a asignar diafragmas rígidos a cada piso de la estructura, a fin de que todos los nudos tengan el mismo desplazamiento lateral.

3.1.1.5.3 Resultados del análisis estructural

Una vez corrido el modelo estructural se obtuvieron los siguientes resultados:

El periodo de vibración obtenido en el programa fue de 0,34 s, conservando la misma distribución de fuerzas horizontales.

Se obtuvo un momento flector de las vigas en dirección X oscila entre valores máximo de 1,01 Ton·m y el cortante entre 0,5 Ton.

Las vigas en dirección Y presentan momentos flectores máximos de 1,69 Ton y valores máximo de cortante de 1,90Ton. Dado que todas las vigas conservan la misma distribución de momentos, se tomará la viga que presente los mayores valores de cortante y momento flector para el diseño de las demás vigas. La viga que presenta los esfuerzos más críticos en dirección X, es la viga A-B del eje 3.

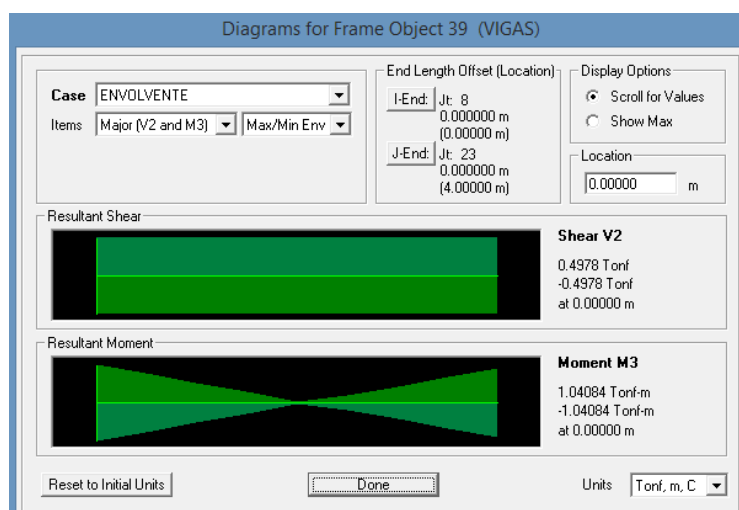


Figura 3.4: Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la envolvente de combinaciones correspondiente a viga A-B eje 3. Entrepiso 1.

La viga que presenta los esfuerzos mayores en dirección Y, es la viga 1-2 del eje C.

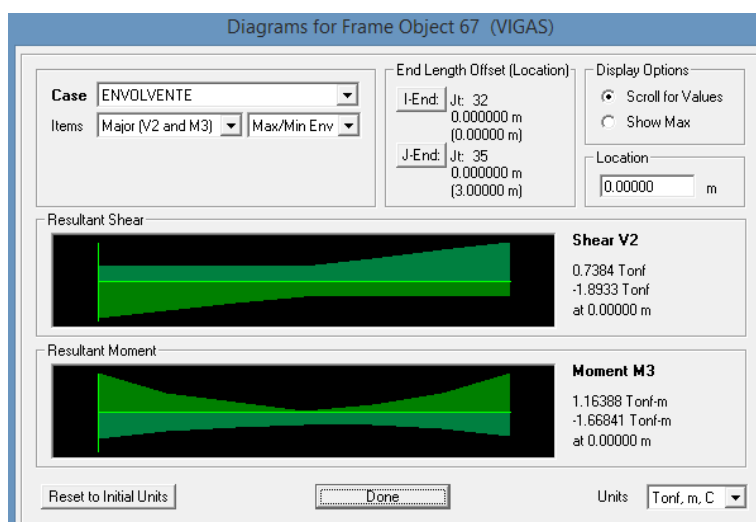


Figura 3.5: Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la envolvente de combinaciones correspondiente a viga 1-2 eje C. Entrepiso 1.

Los momentos flectores y fuerza cortante en las vigas de cubierta, son relativamente pequeños en comparación a los del entrepiso 1.

Las distribuciones de momentos se mantienen iguales a las del entrepiso 1 pero con valor máximo de 0.49ton.m en momento flector y un valor máximo de 1 Ton en fuerza cortante.

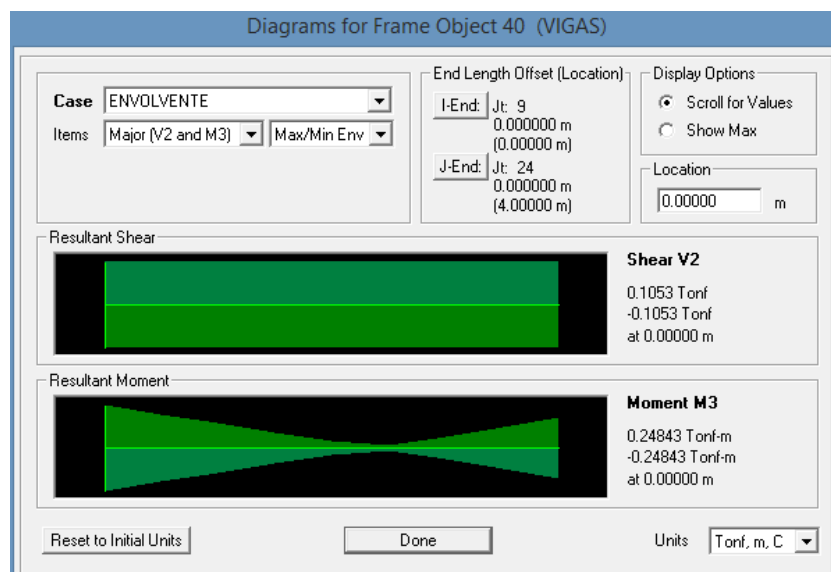


Figura 3.6: Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la envolvente de combinaciones correspondiente a viga A-B eje 3. Cubierta.

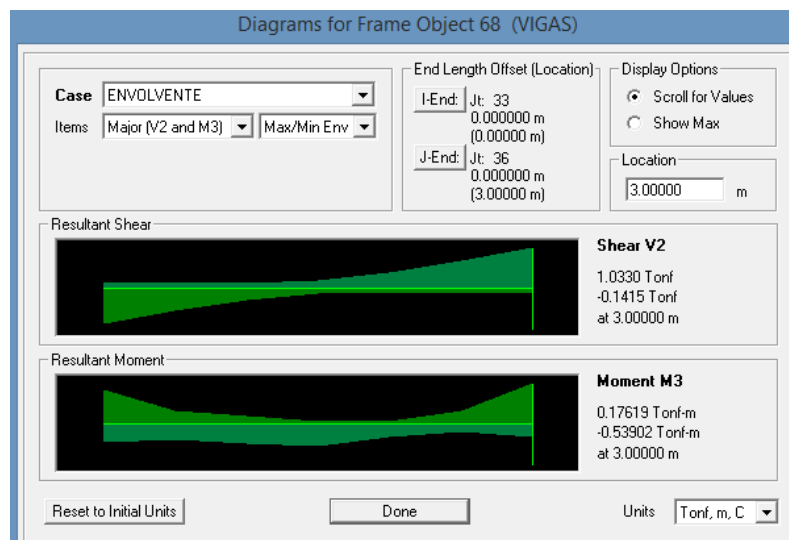


Figura 3.7: Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la envolvente de combinaciones correspondiente a viga 1-2 eje C. Cubierta.

3.1.1.5.4 Cálculo del refuerzo longitudinal en vigas

Como datos principales para el cálculo del acero de refuerzo, se tiene:

- ✓ Peralte (d) = 20 cm (altura de viga) – 3 cm (recubrimiento) – 0,5 cm (centroide de barra de refuerzo) = 16,5 cm.
- ✓ Resistencia a la compresión ($f'c$) = 210 Kg/cm².
- ✓ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y) = 4200 Kg/cm².

De acuerdo a la norma en uso **NEC-SE-VIVIENDA** sección 5.2, Tabla 5. La cuantía mínima a utilizar en vigas es $14/f_y$, teniendo así un refuerzo mínimo de:

Tabla XXVII: Refuerzo mínimo requerido

Fy:	4.200,00 kg/cm ²
cuantía mínima:	0,00333
ancho (b):	20,00 cm
peralte(d):	16,50 cm
As mínimo:	1,10 cm ²

Utilizando dos varillas de diámetro 10 mm ($A_s = 0,785 \text{ cm}^2$), se obtendría un área de acero de $1,57 \text{ cm}^2$ cubriendo la demanda de acero mínimo.

Utilizando la fórmula simplificada para el cálculo de momento nominal:

$$\phi M_n = 0.9 f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot w \cdot (1 - 0.59w) \quad \text{Ecu. 4}$$

$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c} \quad \text{Ecu. 5}$$

Teniendo así que una viga reforzada en su fibra superior o inferior con dos varillas de acero de 10mm, proporciona un momento nominal de:

Tabla XXVIII: Cálculo del momento nominal ϕM_n

f_y:	4.200,00 kg/cm ²
f'_c:	210,00 kg/cm ²
ancho (b):	20,00 cm
peralte(d):	16,50 cm
As:	1,57 cm ²
Cuantia:	0,00
w:	0,10
ϕM_n	92.467,97 Kg.cm
ϕM_n	0,92 Ton.m

De acuerdo al análisis estructural de la cubierta y al momento nominal que proporciona la viga de 0,20 x 0,20 m reforzada con dos varillas de 10 mm, todas las vigas de cubierta estarán reforzadas con dos varillas de 10 mm tanto en su fibra superior como en su fibra inferior.

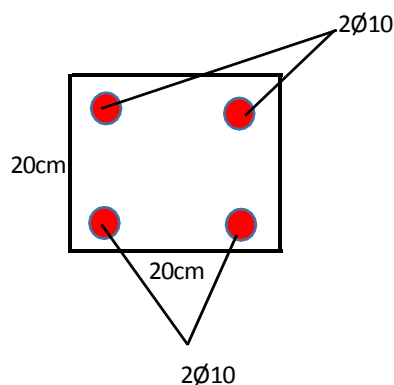


Figura 3.8: Refuerzos longitudinales en vigas de cubierta.

Para el diseño de las vigas de entrepiso 1, se tomará como referencia los momentos generados en la viga 1-2 del eje C con la siguiente distribución de momentos:

Tabla XXIX: Momentos flectores en viga 1-2, eje A, entrepiso 1

	Ubicación	Momento (Ton.m)
Momento Positivo	Apoyo:	1,16
	Centro:	0,5
Momento Negativo	Apoyo:	-1,67
	Centro:	-0,07

De acuerdo a esta distribución, podemos señalar que, al colocar un refuerzo continuo de 2 varillas de 10 mm, refuerzo que proporciona una capacidad de 0,92 ton.m, es suficiente para satisfacer los momentos generados en el centro del vano de las vigas. El refuerzo colocado en la fibra inferior de las

vigas, en la parte de los apoyos, será una barra adicional de 10 mm (As total = 2,36 cm²), teniendo así el siguiente momento capacidad:

Tabla XXX: Cálculo del momento capacidad ϕM_n

fy:	4.200,00 kg/cm ²
f'c:	210,00 kg/cm ²
ancho (b):	20,00 cm
peralte(d):	16,50 cm
As:	2,36 cm ²
Cuantia:	0,01
w:	0,14
ϕM_n	134.575 Kg.cm
ϕM_n	1,35 Ton.m

El momento nominal es mayor a la demanda teniendo así un diseño satisfactorio.

El refuerzo a colocar en la fibra superior de la parte de los apoyos, será una varilla adicional de 16 mm, este refuerzo nos proporciona el siguiente momento nominal:

Tabla XXXI: Cálculo del momento capacidad ϕM_n

fy:	4.200,00 kg/cm ²
f'c:	210,00 kg/cm ²
ancho (b):	20,00 cm
peralte(d):	16,50 cm
As:	3,58 cm ²
Cuantía:	0,01
w:	0,22
ϕM_n	194.768 Kg.cm
ϕM_n	1,95 Ton.m

Momento capacidad que satisface la demanda del máximo momento negativo generado que es de 1,67 ton·m.

Dado que esta sección de la viga, será la que cuente con mayor refuerzo, se procede a verificar el espaciamiento entre barras:

- ✓ 20 cm (ancho) – 6 cm (recubrimiento) – 1,6 cm (estribos)– 2x1 cm (barras continuas) – 1,6 cm (barras de refuerzo) = 8,8 cm de espacio.
- ✓ 7,6 cm / 3 (espacios generados) = 2,93 cm de espacio entre barras.

El literal 7.6.1 del **ACI-318-11** establece que el espaciamiento mínimo entre barras de refuerzo debe ser mayor o igual al diámetro de la barra (2,2 cm en este caso), pero no mayor a 2,5 cm. Dado que al verificar el espaciamiento en la sección más reforzada, se cumple con el numeral en mención, se

establece que el diseño preliminar del refuerzo longitudinal en vigas, cumple con los requisitos mínimos de espaciamiento.

En el numeral 4.2.5 de la **NEC-SE-HM** se muestra la siguiente figura, en donde se resumen los requisitos del refuerzo longitudinal de elementos a flexión.

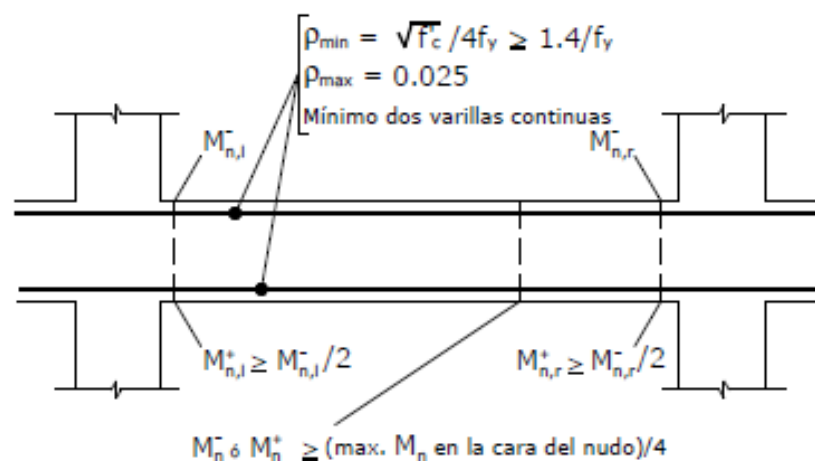


Figura 3.9: Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.

Fuente: NEC-SE-HM, numeral 4.2.5

A continuación se presenta un esquema de los refuerzos longitudinales, así como una tabla de verificación de requisitos y capacidad.

PORTICO X

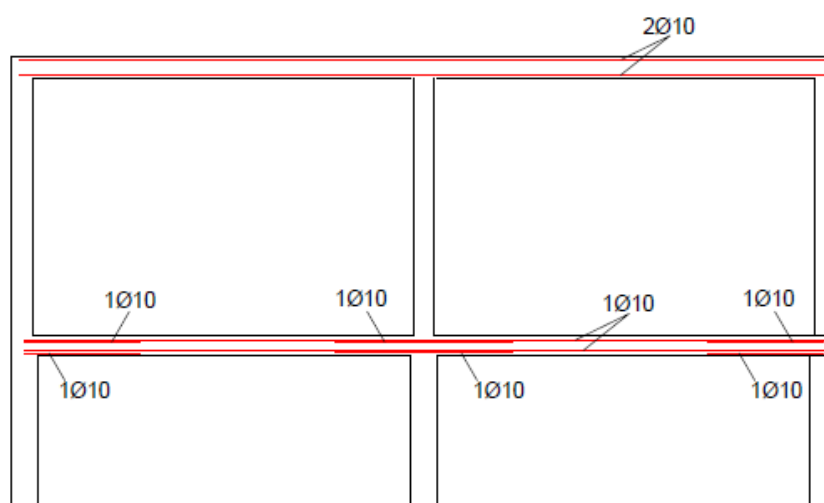


Figura 3.10: Esquema de refuerzos en pórtico X.

Tabla XXXII: Verificación de capacidad a flexión y requisitos, pórtico X

PORTICO X										
			Mu (ton.m)	Acero Continuo	Acero de Refuerzo	As (cm ²)	ØMn (ton.m)	ØMn > Mu	M+ > 0.5M-	Mcontinuo > Mmax/4
ENTREPISO 1	apoyo externo	M+	1,04	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK	OK	
		M-	1,04	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK		
	centro del vano (viga A-B)	M+	0,04	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
		M-	0,04	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
	apoyo interno (viga A-B a B-C)	M+	0,95	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK	OK	
		M-	0,95	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK		
centro del vano (viga B-C)	M+	0,05	2 Ø 10		2,36	1,35	OK		OK	
	M-	0,05	2 Ø 10		2,36	1,35	OK		OK	
ENTREPISO 2	apoyo externo	M+	1,04	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK	OK	
		M-	1,04	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK		
	centro del vano (viga A-B)	M+	0,24	2 Ø 10		1,57	0,92	OK	OK	
		M-	0,24	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		
	apoyo interno (viga A-B a B-C)	M+	0,03	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
		M-	0,03	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
centro del vano (viga B-C)	M+	0,17	2 Ø 10		1,57	0,92	OK	OK		
	M-	0,17	2 Ø 10		1,57	0,92	OK			
centro del vano (viga B-C)	M+	0,04	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK	
	M-	0,04	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK	
apoyo externo	M+	0,24	2 Ø 10		1,57	0,92	OK	OK		
	M-	0,24	2 Ø 10		1,57	0,92	OK			

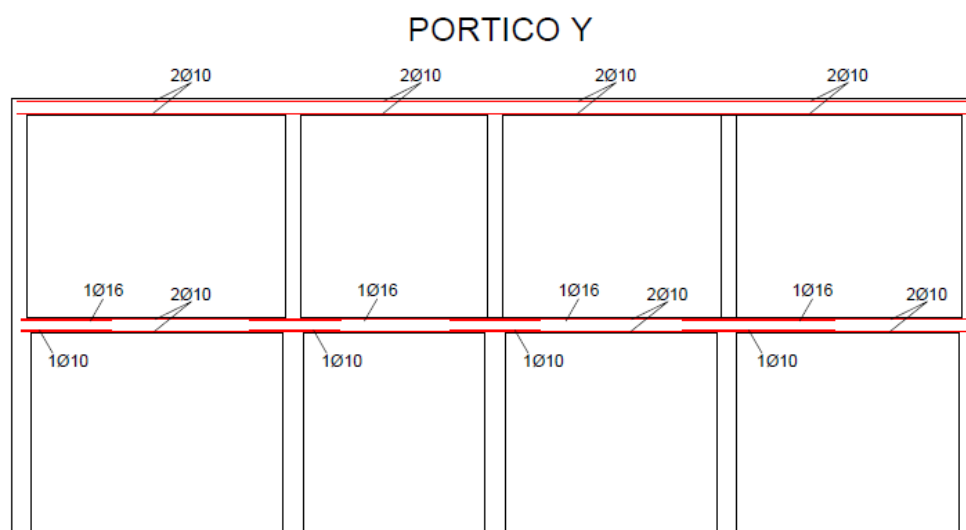


Figura 3.11: Esquema de refuerzos en pórtico Y.

Tabla XXXIII: Verificación de capacidad a flexión y requisitos, pórtico Y-C

PORTICO Y										
			Mu (ton.m)	Acero Continuo	Acero de Refuerzo	As (cm2)	ØMn (ton.m)	ØMn>Mu	M+ > 0.5M-	Mcontinuo> Mmax/4
ENTREPISO 1	apoyo externo	M+	1,00	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK	OK	
		M-	1,7	2 Ø 10	1 Ø 16	3,58	1,95	OK		
	centro del vano (viga 4-5)	M+	0,68	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
		M-	0,13	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
	apoyo interno (viga 4-5 a 3-4)	M+	0,91	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK	OK	
		M-	1,72	2 Ø 10	1 Ø 16	3,58	1,95	OK		
	centro del vano (viga 3-4)	M+	0,37	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
		M-	0,22	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
	apoyo interno (viga 3-4 a 2-3)	M+	1,10	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK	OK	
		M-	1,52	2 Ø 10	1 Ø 16	3,58	1,95	OK		
	centro del vano (viga 2-3, C)	M+	0,49	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
		M-	0,01	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
	apoyo interno (viga 2-3 a 1-2)	M+	0,94	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK	OK	
		M-	1,56	2 Ø 10	1 Ø 16	3,58	1,95	OK		
centro del vano (viga 1-2)	M+	0,52	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK	
	M-	0,06	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK	
apoyo externo	M+	1,16	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,35	OK	OK		
	M-	1,67	2 Ø 10	1 Ø 16	3,58	1,95	OK			
ENTREPISO 2	apoyo externo	M+	0,23	2 Ø 10		1,57	0,92	OK	OK	
		M-	0,53	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		
	centro del vano (viga 4-5)	M+	0,39	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
		M-	0,04	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
	apoyo interno (viga 4-5 a 3-4)	M+	0,18	2 Ø 10		1,57	0,92	OK	OK	
		M-	0,65	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		
	centro del vano (viga 3-4)	M+	0,09	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
		M-	0,02	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
	apoyo interno (viga 3-4 a 2-3)	M+	0,14	2 Ø 10		1,57	0,92	OK	OK	
		M-	0,34	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		
	centro del vano (viga 2-3, C)	M+	0,24	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
		M-	0,01	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK
	apoyo interno (viga 2-3 a 1-2)	M+	0,11	2 Ø 10		1,57	0,92	OK	OK	
		M-	0,51	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		
centro del vano (viga 1-2)	M+	0,28	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK	
	M-	0,04	2 Ø 10		1,57	0,92	OK		OK	
apoyo externo	M+	0,24	2 Ø 10		1,57	0,92	OK	OK		
	M-	0,44	2 Ø 10		1,57	0,92	OK			

De esta manera el diseño a flexión de las vigas de hormigón armado que constituyen el sistema estructural cumple a cabalidad con las disposiciones de las normas **NEC-SE-VIVIENDA** y **NEC-SE-HM**, cumplen también satisfaciendo las demandas de momento flector obtenido mediante el análisis estructural.

3.1.1.5.5 Cálculo del refuerzo transversal en vigas

Según lo mencionado en el numeral 3.1.1.1.2 del presente proyecto, se omitirá el cálculo de resistencia al cortante última de elementos en flexión con ductilidad local óptima señalado en la sección 5.2 de la norma **NEC-SE-HM**, método que considera los momentos probables máximos generados. El cálculo a utilizar, será el señalado en el numeral 5.1 de la norma **NEC-SE-HM** en donde se señala que:

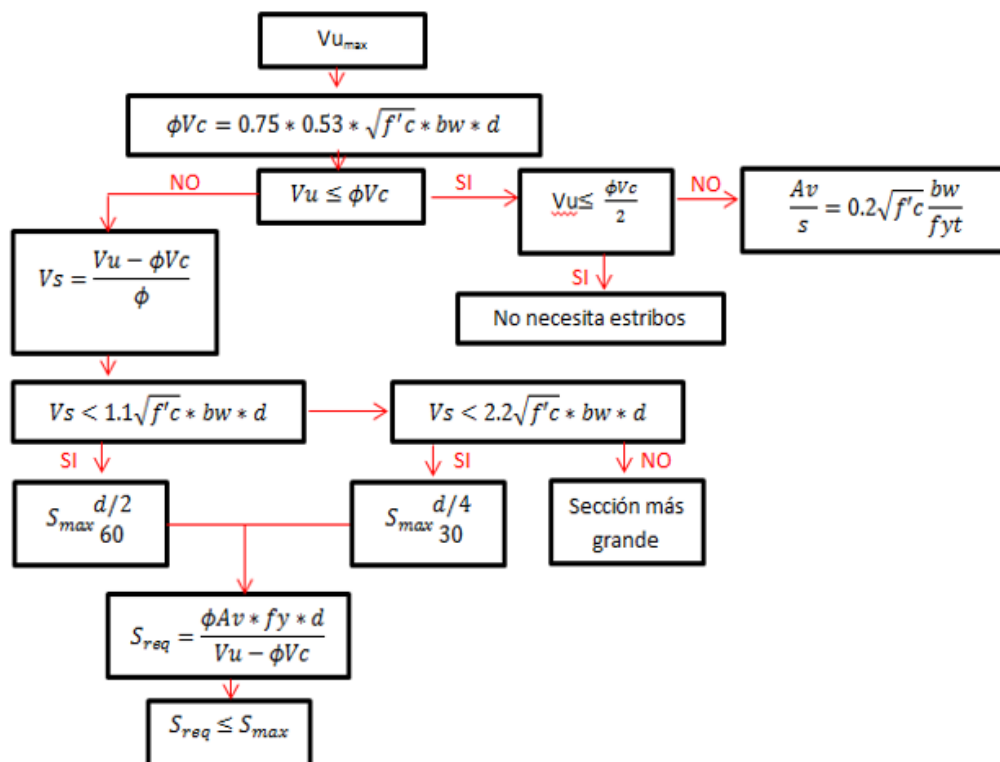
$$\phi V_n \geq V_u$$

Ecu. 6

V_c y V_s , serán calculadas de acuerdo al numeral 11.2 del ACI-318-11, las fórmulas y secuencias de cálculo presentadas en este numeral, se resume a continuación mediante el siguiente diagrama de flujo:

Gráfico 3.1: Diagrama de flujo para diseño de elementos que soportan flexión y cortante

Fuente: ACI 318-11, numeral 11.2



Utilizando los mismos datos de la sección 3.1.1.5.4 se calcula “Φ VC”.

Tabla XXXIV: Cálculo de ΦVC

fy:	4.200,00 kg/cm ²
f'c:	210,00 kg/cm ²
ancho (b):	20,00 cm
peralte(d):	16,50 cm
ØVc:	1.900,91 Kg

Al igual que en el cálculo de refuerzo longitudinal, tomaremos la viga más crítica, que es la viga 1-2 del eje C para ambos entresijos.

Tabla XXXV: Cálculo de cortante entre piso

Viga 1-2	Ubicación	Cortante (Ton)
Entresijo 2	Apoyo:	1,03
	Centro:	0,18
Entresijo 1	Apoyo:	1,9
	Centro:	0,79

Como podemos observar, en ambos entresijos se cumple la condición de que $\Phi V_n \geq V_u$ mas no la condición de $\Phi V_c/2 \geq V_u$. Debido a esta condición la fórmula a utilizar para el cálculo de diámetro de estribos y espaciamiento es:

$$\frac{A_v}{s} = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad \text{Ecu.}$$

7

El diámetro de estribo a utilizar es de 8 mm, el cual cuenta con un $A_v = 1,00$ cm² y el mismo esfuerzo de fluencia (f_{yt}) de las varillas utilizadas en el refuerzo longitudinal. El espaciamiento requerido será calculado despejando "S" de la fórmula anterior:

$$S = \frac{A_v f_{yt}}{0,2 b_w \sqrt{f'_c}}$$

Ecu. 8

Tabla XXXVI: Cálculo de 'S'

f_{yt}:	4.200,00 kg/cm ²
f'_c:	210,00 kg/cm ²
ancho (b_w):	20,00 cm
peralte(d):	16,50 cm
A_v :	1,00 cm ²
S:	72,46 cm

Sin embargo, diámetro mínimo de estribo es de 8 mm con un espaciamiento de 5 cm en una distancia de la cuarta parte de la luz libre (L/4) y de 10 cm en el resto de la viga. De esta manera, los estribos quedan distribuidos de la siguiente manera:

PORTICO X

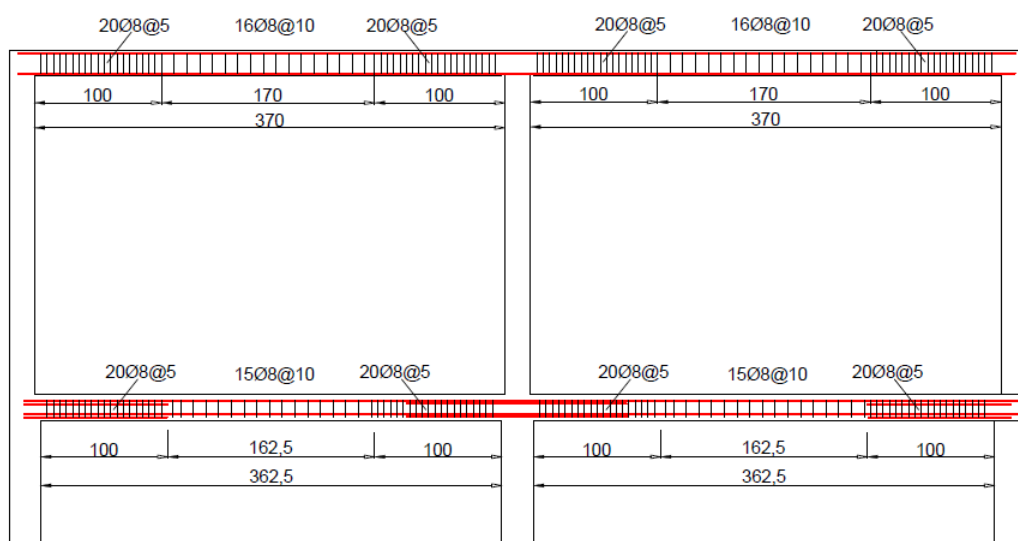


Figura 3.12: Distribución de estribos en pórticos X

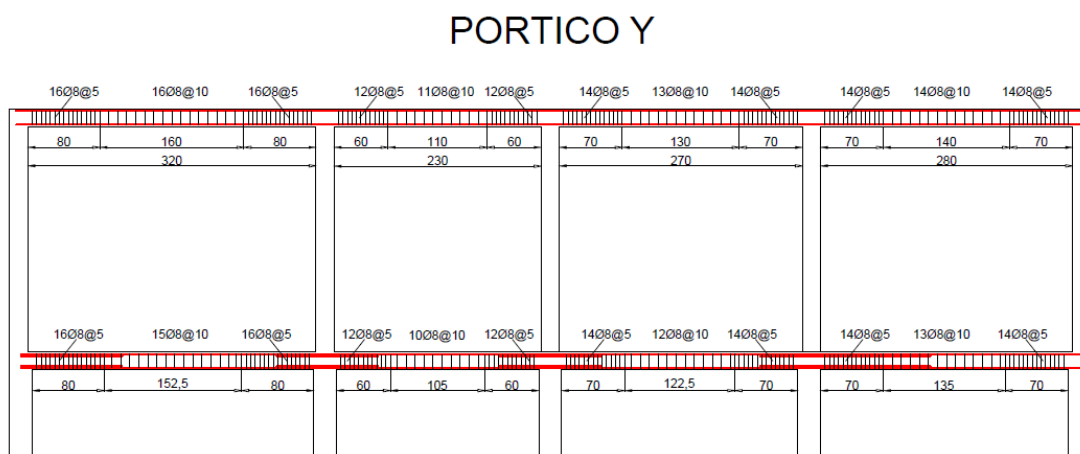


Figura 3.13: Distribución de estribos en pórticos Y.

3.1.1.5.6 Cálculo del refuerzo longitudinal en columnas

Siguiendo con los datos señalados por la tabla XVIII en donde se indica una cuantía mínima es de 1% para refuerzo longitudinal en columnas, procederemos a calcular el refuerzo necesario para dar cumplimiento a este requisito, posteriormente procederemos a desarrollar el diagrama de interacción y comprobar si la capacidad de la misma supera a la demanda.

- ✓ Dimensiones de columna entrepiso 2: 20 cm x 20 cm
- ✓ Ag: 400 cm²

✓ $As: 400 \times 0,01 = 4 \text{ cm}^2$

✓ Varillas necesarias 8 mm: $4\text{cm}^2 / 0,50 \text{ (As } \Phi 8 \text{ mm)} = 8$

A fin de confinar el núcleo se utilizará 8 varillas de $\phi 8$ mm distribuidas perimetralmente.

El diagrama de interacción de la columna será el mismo tanto para la dirección X como para su dirección Y, el diagrama fue elaborado en el software SAP2000 mediante el modelo confinado de Mander, modelo que toma en cuenta la sobre resistencia del elemento proporcionada por la misma sobre resistencia del material así como por el confinamiento que brindan los estribos. Se asumió un diámetro de estribos de 8 mm ya que es lo mínimo permitido en la **NEC-SE-VIVIENDA** y un recubrimiento de 3 cm.

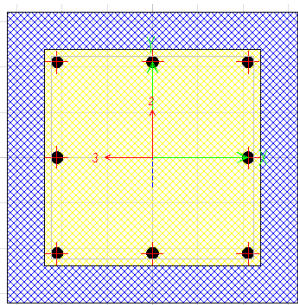
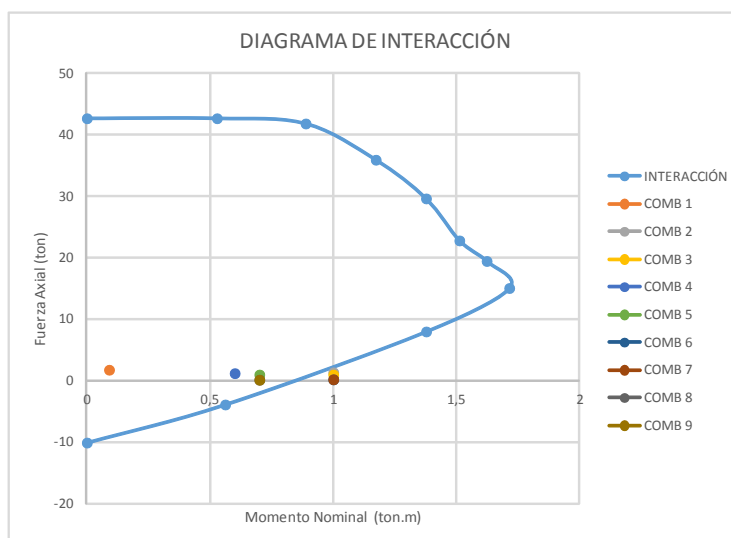


Figura 3.14: Sección de columna entrecapota 2 modelada en SAP2000

A continuación se muestra una tabla con los puntos correspondientes al diagrama de interacción generado por SAP2000, el mismo que considera los coeficientes de reducción de capacidad señalados en ACI-318-11, los datos reportados por el software tanto para dirección X (0°) como para dirección Y (90°) fueron los mismos. En la misma tabla, se muestra los puntos momento-carga axial, resultantes del análisis estructural en el mismo software, para todas las combinaciones de carga mencionadas en la sección 3.1.1.4 del presente proyecto. La columna crítica a analizar es la columna 1C.

Gráfico 3.2: Diagrama de interacción; dimensión: 20x20, 8 varillas de ϕ 8 mm

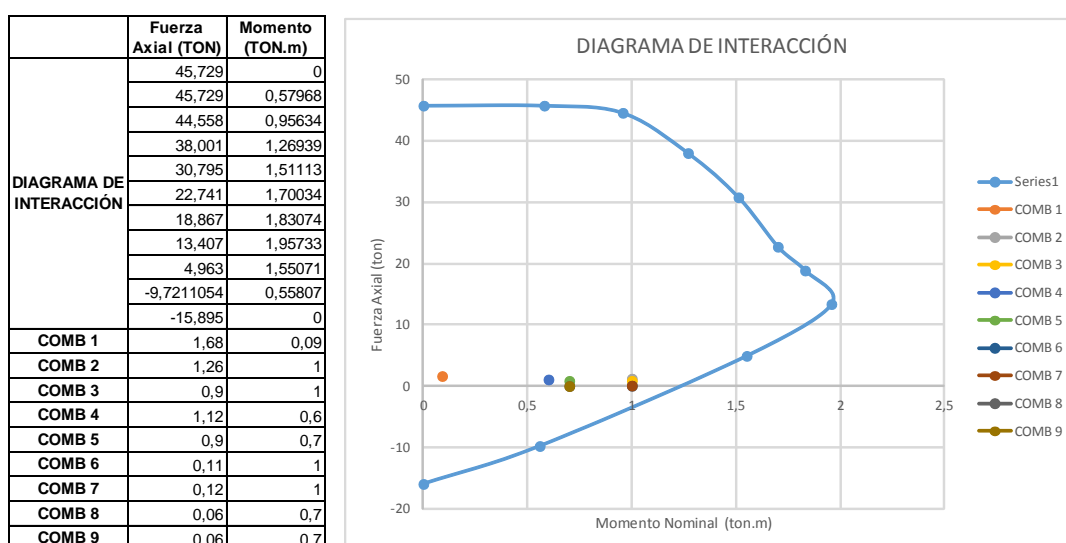
	Fuerza Axial (TON)	Momento (TON.m)
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	42,639	0
	42,639	0,52768
	41,788	0,88763
	35,89	1,17216
	29,579	1,37615
	22,737	1,51151
	19,392	1,62217
	14,993	1,71378
	7,912	1,37664
	-3,9736372	0,56109
	-10,185	0
COMB 1	1,68	0,09
COMB 2	1,26	1
COMB 3	0,9	1
COMB 4	1,12	0,6
COMB 5	0,9	0,7
COMB 6	0,11	1
COMB 7	0,12	1
COMB 8	0,06	0,7
COMB 9	0,06	0,7



Se puede observar claramente que las combinaciones 2, 3, 7 y 8 demandan cargas mayores que la capacidad de la columna propuesta. Por esta razón descartamos el refuerzo anteriormente propuesto reemplazando las varillas

de 8 mm por varillas de ϕ 10 mm. Teniendo así el siguiente diagrama de interacción:

Gráfico 3.3: Diagrama de interacción; dimensión: 20x20, 8 varillas de ϕ 10 mm



Tal como se observa en el mismo, la columna propuesta satisface las solicitaciones de carga y combinaciones requeridas, el elemento es estructuralmente satisfactorio

De la misma manera, utilizando la cuantía mínima se propone el siguiente armado de columna para entrepiso 1:

- ✓ Dimensiones de columna entrepiso 1: 25 cm x 25 cm

✓ Ag: 625 cm²

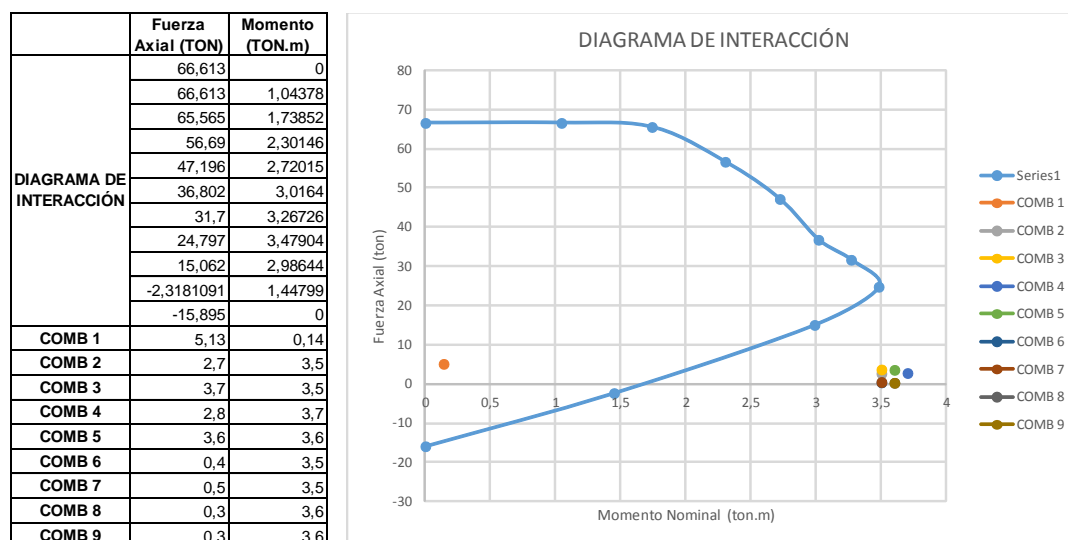
✓ As: 625 x 0,01= 6,25 cm²

✓ Varillas necesarias 10 mm: 6,25 cm² / 0,785 (As Φ 10mm) = 7,96

Se propone utilizar 8 varillas de ϕ 10 mm distribuidas perimetralmente.

Al igual que la columna del entrepiso 2, mostramos el diagrama de interacción y las demandas de momento-carga axial obtenidas del análisis estructural.

Gráfico 3.4: Diagrama de interacción; dimensión: 25x25, 8 varillas de 10mm



Como se puede observar, la capacidad de la columna es deficiente ante las demandas de las combinaciones de cargas propuestas, por lo tanto se propone aumentar la sección de la columna a 30 x 30 cm, razón por la cual es necesario cambiar el refuerzo para mantener la cuantía mínima

- ✓ Dimensiones de columna entre piso 1: 30 cm x 30 cm

- ✓ $A_g: 900 \text{ cm}^2$

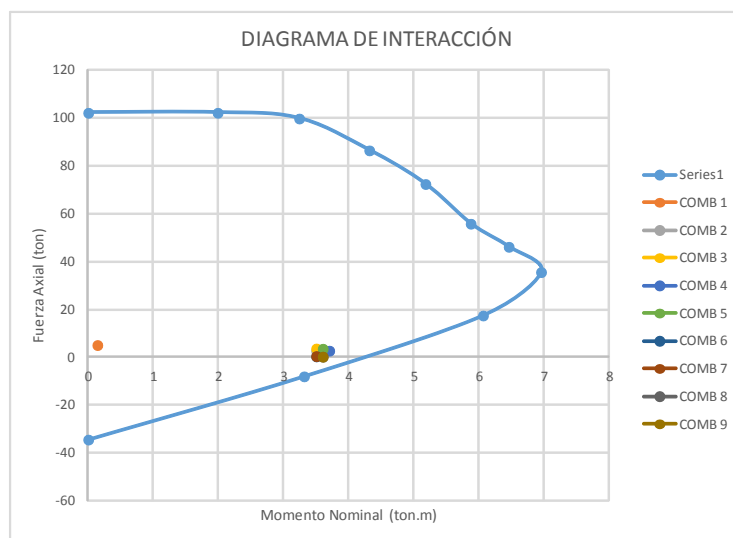
- ✓ $A_s: 900 \times 0,01 = 9 \text{ cm}^2$

- ✓ Varillas necesarias de 12 mm: $9 \text{ cm}^2 / 1,13 \text{ (As } \Phi 10 \text{ mm)} = 7,96$

Se propone utilizar 8 varillas de ϕ 12 mm distribuidas perimetralmente, teniendo el siguiente diagrama de interacción:

Gráfico 3.5: Diagrama de interacción; dimensión: 30x30, 8 varillas de ϕ 12 mm

	Fuerza Axial (TON)	Momento (TON.m)
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	102,109	0
	102,109	1,98682
	99,712	3,23775
	86,408	4,314
	72,367	5,17624
	55,786	5,87101
	46,168	6,4547
	35,583	6,95047
	17,468	6,05972
	-7,9463513	3,31236
-34,321	0	
COMB 1	5,13	0,14
COMB 2	2,7	3,5
COMB 3	3,7	3,5
COMB 4	2,8	3,7
COMB 5	3,6	3,6
COMB 6	0,4	3,5
COMB 7	0,5	3,5
COMB 8	0,3	3,6
COMB 9	0,3	3,6



Se puede observar que los puntos de momento-carga axial que demandan las combinaciones propuestas, se ubican dentro del diagrama de interacción del elemento propuesto, el elemento estructural resulta satisfactorio.

3.1.1.5.7 Cálculo del refuerzo transversal en columnas

Dado que la tabla 3.1.1.5.a del presente proyecto, establece que el refuerzo transversal mínimo para columnas es colocar estribos de ϕ 8 mm cada 10 cm, procederemos a calcular la capacidad a cortante del refuerzo indicado y procederemos a comparar con la demanda.

Según la fórmula 11-4 del ACI 318-11, la resistencia a cortante que aporta una sección a compresión de concreto debe ser calculada mediante la fórmula:

$$V_c = 0,17 \left\{ 1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right\} * \lambda \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad \text{Ecu. 9}$$

En donde “Nu” debe ser tomada con signo positivo para compresión y negativo para tensión. El término “Nu/Ag” debe ser expresado en Mpa. Las mayores demandas de cortantes obtenidos del análisis estructural, se muestran a continuación:

Tabla XXXVII: Fuerzas Nu y Vu

Combo	Nu(Ton)	Vu(Ton)	Combo	Nu(Ton)	Vu(Ton)
Entrepiso 1			Entrepiso 2		
1		0,08	1		0,07
2		0,85	2		0,07
3		0,76	3		0,17
4		2,63	4		0,34
5		3,6	5		0,43
6		0,8	6		0,12
7		0,8	7		0,12
8	0,35	3,6	8	0,06	0,38
9		2,57	9		0,37

De esta manera procedemos a calcular la resistencia al cortante que aporta el concreto en el entrepiso 2.

Tabla XXXVIII: Cálculo de ϕV_c de columnas de entrepiso 1 y cubierta

ØVc Columnas de entrepiso 1		
b:	0,30	m2
Ag:	0,09	m2
N u:	3.430,00	N
N u/Ag:	38.111,11	Pa
N u/Ag:	0,04	Mpa
λ:	1,00	
f'c:	21,00	Mpa
ØVc:	0,07	MN
ØVc:	70.304,27	N
ØVc:	7.173,91	Kg
ØVc:	7,17	Ton
ØVc/2:	3,59	Ton
Vu:	3,60	Ton
ØVc/2 ≥ Vu		

ØVc Columnas de entrepiso 2		
b:	0,20	m2
Ag:	0,04	m2
N u:	0,06	N
N u/Ag:	1,50	Pa
N u/Ag:	0,00	Mpa
λ:	1,00	
f'c:	21,00	Mpa
ØVc:	0,03	MN
ØVc:	31.161,52	N
ØVc:	3.179,75	Kg
ØVc:	3,18	Ton
ØVc/2:	1,59	Ton
Vu:	0,38	Ton
ØVc/2 ≥ Vu		

Tal como se observa, el hormigón de la sección de las columnas propuestas, aportan suficiente resistencia a cortante, por lo que no se requiere estribos, sin embargo se debe proporcionar un refuerzo mínimo de estribos de 8 mm cada 10 cm.

El numeral 7.10.5.4 del **ACI-318-11** señala que:

“Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor a 135°, y ninguna barra longitudinal debe estar

separada a más de 150 mm libre de una barra apoyada lateralmente” (ACI Committee 318, 2011, pág. 102)

De acuerdo a estas indicaciones, procedemos a calcular el espacio máximo entre barras para el entrepiso 1 y 2

- ✓ Entrepiso 1: (30 cm) ancho – (2 X 4 cm) recubrimiento – (2 x 0,8 cm) estribos – (2 x 1,2) barra longitudinal = 18 cm
- ✓ Entrepiso 2: (20 cm) ancho – (2 X 3 cm) recubrimiento – (2 x 0,8 cm) estribos – (2 x 1) barra longitudinal = 10,4 cm

Dado que la separación máxima entre barras, no cumple con lo indicado en el numeral 7.10.5.4 del ACI-318-11, se procederá a añadir un estribo de una rama entre estas barras, de esta manera se tendría la siguiente sección en las columnas:

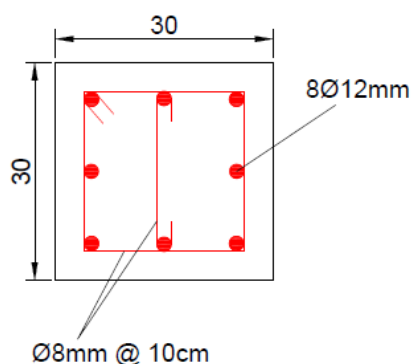


Figura 3.15: Sección transversal de columna entrepiso 1

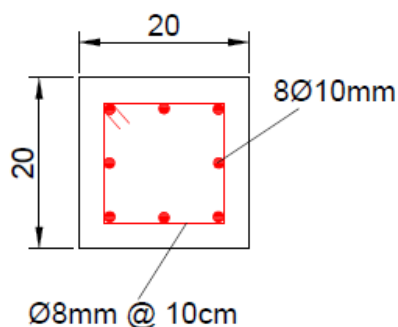


Figura 3.16: Sección transversal de columna entrepiso 2

3.1.1.5.8 Cálculo del refuerzo de losa

Se procederá a realizar el cálculo del acero necesario para los nervios de la losa así como para la capa de compresión. Las cargas de diseño se basarán netamente en la combinación número 1 de la sección 3.1.1.4 del presente proyecto. La carga muerta no considerará el peso de elementos estructurales ni paredes. Se modelará la losa como una viga continua soportando una carga uniformemente distribuida, dado que el armado de los nervios se orienta en dirección Y, la viga a modelar constará de 4 tramos. Las cargas distribuidas por metro cuadrado serán multiplicadas por el ancho de influencia de los nervios el cual es de 0,3 m.

Tabla XXXIX: Carga de diseño para losa de entrepiso 1

	espesor (m)	Peso específico (Kg/m ³)	Carga por metro Cuadrado (kg/m ²)	CARGAS QUE ACTUAN EN LOSA
Losa de Compresión	0,05	2.400,00	120,00	X
Nervios de Losa(30%)	0,15	2.400,00	108,00	X
Cerámica(incluye contrapiso)	0,06	1.800,00	108,00	X
Paredes(estimado)			150,00	
Ductos y enlucidos (estimado)			40,00	
Elementos estructurales			150,00	
Chapa ondulada de fibrocemento (8mm de espesor)			20,00	
Carga Muerta Total (Kg/m ²):				336
Carga Viva (Kg/m ²):				200
Combinación 1 (kg/m ²)				723,2
Ancho de influencia (m)				0,3
Carga de diseño(kg/m)				216,96

El numeral 8.3.3 del ACI-318-11, plantea como alternativa al análisis estructural, fórmulas simplificadas para el cálculo de momentos y cortantes de diseño. Según estas fórmulas, el momento más crítico del modelo se encuentra en la cara exterior del primer apoyo interior y es igual a:

$$Mu(-) = \frac{W_u L_n^2}{10} \quad \text{Ecu. 10}$$

$$Mu(+) = \frac{W_u L_n^2}{14} \quad \text{Ecu. 11}$$

Tomando la cara exterior del primer apoyo interior del tramo con luz neta de 3,5 m tenemos un momento último negativo de 264,6 Kg·m y un momento último positivo de 189 Kg·m.

La cuantía mínima a utilizar en los nervios de la losa, es la misma especificada en el diseño de vigas 14/fy, de esta manera tenemos la siguiente área de acero mínimos:

Tabla XL: Cálculo de As mínimo

Fy:	4200 kg/cm ²
cuantía mínima:	0,00333
ancho (b):	10 cm
peralte(d):	16,5 cm
As mínimo:	0,55 cm ²

Se colocará 1 varilla de ϕ 8 mm que cuenta con 0,5 cm² de área de acero. Debido a que el objetivo del proyecto en curso es la propuesta de un diseño económico, los 0,05 cm² que se necesitan para cubrir el área de acero mínimo, serán pasados por alto considerando la sobre resistencia de los materiales. Se procede a calcular la capacidad de resistencia a momento nominal del nervio propuesto reforzado con acero mínimo.

Tabla XLI: Cálculo de Mn de los nervios propuestos

fy:	4.200,00 kg/cm ²
f'c:	210,00 kg/cm ²
ancho (b):	10,00 cm
peralte(d):	18,00 cm
As:	0,50 cm ²
Cuantía:	0,00
w:	0,06
ØMn	33.074 Kg.cm
ØMn	0,33 Ton.m

Los nervios presentan un momento nominal mayor que la demanda, teniendo así un elemento estructuralmente satisfactorio, a fin de obtener un diseño más económico, se procede a cambiar la sección típica de la losa, espaciando los nervios 40 cm de la siguiente manera:

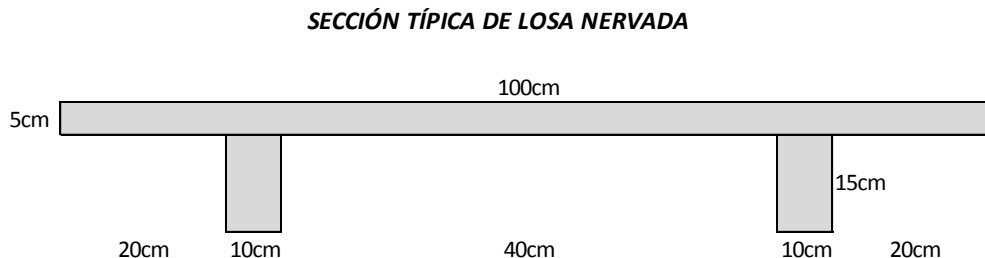


Figura 3.17: Sección típica de losa nervada.

Este cambio de sección, aumenta el ancho de influencia a 50 cm, lo cual tiene influencia directa sobre la carga distribuida "Wu", carga que aumenta a 340 Kg/m. Aplicando la fórmula de cálculo simplificado de momento último citada anteriormente, se tiene que el momento último de diseño negativo

aumenta a $Mu(-) = 316 \text{ Kg}\cdot\text{m}$ y el momento último positivo es de $Mu(+) = 225,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$.

De esta manera, al separar los nervios 40 cm, el momento nominal de los nervios propuestos, sigue siendo mayor al momento demanda, teniendo así un diseño satisfactorio.

De la misma manera que se calculó el momento último que actúa en la losa, se procede a calcular el cortante último mediante las fórmulas del numeral 8.3.3 del ACI-318-11. El cortante máximo en este caso se presenta en los elementos extremos en la cara del primer apoyo interior y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Vu = 1,15 * wu * \frac{Ln}{2} \quad \text{Ecu. 12}$$

Analizando el elemento extremo con mayor luz neta, tenemos un cortante último de 596 Kg.

Calculando la resistencia al cortante que aporta el hormigón de los nervios propuestos de la misma manera que en el numeral 3.1.1.5.5 del presente proyecto:

Tabla XLII: Cálculo de capacidad de cortante aportada por la sección del nervio propuesto

fy:	4.200,00 kg/cm ²
f'c:	210,00 kg/cm ²
ancho (b):	10,00 cm
peralte(d):	18,00 cm
ØVc:	1.094,00 Kg
ØVc/2:	547,00 Kg
Vu:	596,00 kg
ØVc/2 > Vu	

Tal como se puede apreciar en la tabla mostrada, la mitad del cortante aportado por el concreto, es ligeramente menor al cortante último, por lo tanto los nervios no necesitan refuerzo transversal.

Finalmente se procede a calcular el refuerzo por retracción para la capa de compresión, conociendo por norma que en losas donde se empleen barras corrugadas grado 420, el cual es el caso del presente proyecto, necesitan un refuerzo mínimo de 0,0018. El área de acero requerido para 1 m de losa es de:

Tabla XLIII: Cálculo del refuerzo necesario para efectos de contracción

Fy:	4200 kg/cm ²
cuantía	
mínima:	0,00180
ancho (b):	100 cm
peralte(d):	3 cm
As mínimo:	0,54 cm ²
As mínimo:	54 mm ²

El refuerzo a utilizar será una malla Armex U-106, la misma que aporta una sección de acero de 106 mm² por m, suficiente para la capa de compresión de la losa propuesta. La malla propuesta es la de menor peso y por lo tanto la más económica.

Tabla XLIV: Características de mallas electrosoldadas de Armex

Fuente: Catalogo de productos Armex

Mallas estándar

MALLA Tipo de malla	DIÁMETRO Ø Longitudinal e Ø Transversal mm	SEPARACIÓN SL Longitudinal e ST Transversal cm	SECCIÓN ACERO As/m As L e As T mm ² /m	PESO	
				Kg / Plancha	Kg / m ²
U-110	3,75	10	110	25,91	1,73
U-106 *	4,5	15	106	25,07	1,67
U-177	4,75	10	177	41,57	2,77
U-173 *	5,75	15	173	40,93	2,73
U-196	5	10	196	46,06	3,07
U-205 *	6,25	15	205	48,36	3,22
U-238	5,5	10	238	55,73	3,72
U-239 *	6,75	15	239	56,41	3,76
U-335 *	8	15	335	79,23	5,28
U-524 *	10	15	524	123,80	8,25
U-55	3,75	20	55	13,16	0,88
U-71	4,25	20	71	16,91	1,13
U-89	4,75	20	89	21,12	1,41
U-108	5,25	20	108	25,80	1,72
U-131	5	15	131	30,95	2,06
U-158	5,5	15	158	37,45	2,50
U-221	7,5	20	221	52,65	3,51
U-284	8,5	20	284	67,62	4,51
U-354 *	9,5	20	354	84,47	5,63
U-433 *	10,5	20	433	103,18	6,88
U-44	3,75	25	44	10,62	0,71

Dimensiones mallas estándar
 LONGITUD: 6,25 m ANCHO: 2,40 m AREA: 15 m².
 * Mallas fabricadas bajo pedido
 fy min = 6000 kg/cm²
 Si SL = ST = 10cm : X1 = X2 = 7,5cm y Y1 = Y2 = 5cm
 Si SL = ST = 15cm : X1 = X2 = 5,0cm v Y1 = Y2 = 7,5cm

3.1.1.5.9 Cálculo del refuerzo de escalera

La configuración de la escalera propuesta, consta de 6 escalones con huella de 25 cm y contrahuella de 18 cm, seguido de un descanso con huella de 80 cm y contrahuella de 18 cm con un ancho de 2,20 m, finalmente se dispone de seis escalones de 25 cm de huella y 18 cm de contrahuella llegando así al nivel del piso 1.

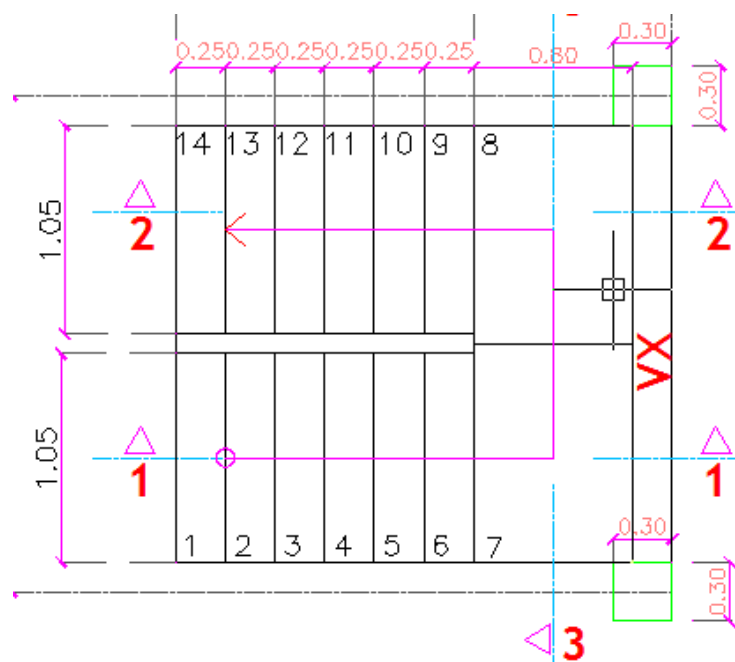


Figura 3.18: Configuración de escaleras de la vivienda

El diseño de la escalera como elemento estructural, será tal como una viga empotrada en sus extremos. El pre-diseño del espesor de la misma será efectuado considerando a la misma como una losa maciza con un extremo continuo, se recomienda un espesor de $L_n/24$ para este caso. Dado que la luz neta del elemento es de 220 cm, el espesor recomendado ($220/4$) sería de 9 cm, conservadoramente se adoptará un espesor de 15 cm tal como se indica en el siguiente Gráfico.

Para el cálculo de cargas, no se considerará la no horizontalidad del elemento, esto a fin de simplificar el cálculo ya que el elemento a diseñar no forma parte del grupo de elementos principales. La carga viva a utilizar, será

la misma utilizada en el diseño de la losa (200 kg/m^2). De esta manera, tenemos el cálculo de las cargas de diseño y el momento nominal máximo:

Tabla XLV: Cálculo del momento y cortante último de diseño de escalera

	Espesor promedio (m)	Peso específico del hormigón (kg/m ³)	Carga (Kg/m ²)
Sección escalera (Carga Muerta)	0,2	2400	480
Carga viva			200
Carga de Diseño (Combo 1)			896
Ancho de Escalera(m)	1,10		
Carga de diseño (Kg/m)			985,6
Luz Neta (Ln)	2,20		
Momento de Diseño ($M_u = W * Ln^2/10$)			477,0304
Cortante de Diseño ($V_u = 1.15 * W_u * Ln/2$)			1246,784

Se procederá a colocar el acero mínimo de refuerzo en la escalera, es decir con una cuantía de 14/fy. Teniendo el siguiente acero mínimo:

Tabla XLVI: Cálculo del acero mínimo necesario en escalera

Fy:	4.200,00 kg/cm ²
cuantía mínima:	0,00
ancho (b):	110,00 cm
peralte(d):	14,00 cm
As mínimo:	5,13 cm ²

Demanda que puede ser cubierta utilizando 5 varillas de ϕ 12 mm, aportando así un área de acero de $5,65 \text{ cm}^2$, obteniendo un momento capacidad de:

Tabla XLVII: Cálculo del momento nominal con acero mínimo

fy:	4.200,00 kg/cm ²
f'c:	210,00 kg/cm ²
ancho (b):	20,00 cm
peralte(d):	14,00 cm
As:	5,13 cm ²
Cuantia:	0,02
w:	0,37
ØMn	212.788 Kg.cm
ØMn	2,13 Ton.m

El momento capacidad de la escalera con la sección propuesta es de 2130 Kg.m, capacidad superior a la demanda, el acero mínimo es suficiente para contrarrestar la flexión del elemento. La resistencia al cortante proporcionada por la sección de la escalera es:

Tabla XLVIII: Cálculo del cortante capacidad aportado por la sección de escalera propuesta

fy:	4.200,00 kg/cm ²
f'c:	210,00 kg/cm ²
ancho (b):	110,00 cm
peralte(d):	14,00 cm
ØVc:	128.551,00 Kg
ØVc/2:	64.275,50 Kg
Vu:	1.246,00 kg
	ØVc/2 > Vu

Finalmente se procede calcular el acero necesario para contrarrestar la retracción en la dirección no reforzada, se utiliza la misma cuantía para retracción de la sección de diseño de losas:

Tabla XLIX: Cálculo del acero necesario para contrarrestar retracción

Fy:	4.200,00 kg/cm ²
cuantía mínima:	0,00
ancho (b):	220,00 cm
peralte(d):	14,00 cm
As mínimo:	5,54 cm ²

Esta demanda será cubierta con 11 varillas de ϕ 8 mm. Dado que la luz neta es de 220 cm, este refuerzo se colocará cada 22 cm.

Finalmente se muestra el armado propuesto, el mismo que satisface las demandas de carga.

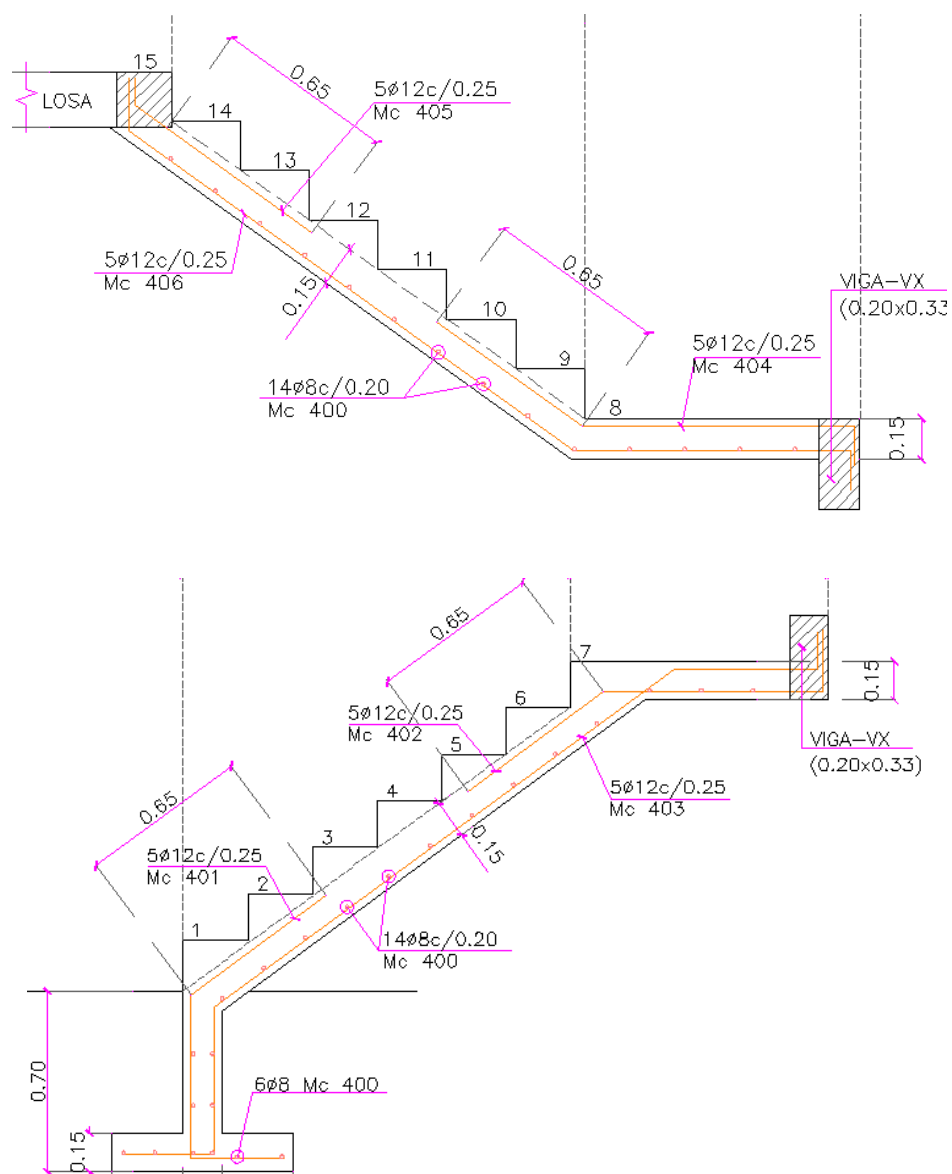


Figura 3.19: Armado de la escalera.

Tal como se observa, se añadió una viga entre las columnas donde se ubica el hueco de escalera a fin de crear un apoyo a la estructura de la escalera, la viga en mención, no constituye un elemento estructural del sistema principal, razón por la cual ha sido armada con el acero mínimo requerido.

3.1.1.6 Alternativa estructural de acero estructural

La sección 2.3 'Requisitos de diseño' de la **NEC-SE-VIVIENDA**, indica que si el sistema a trabajar es un sistema conformado por pórticos de acero, se diseñara de acuerdo a la sección 5.2 de la norma en mención, la cual consiste en 'Pórticos de hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la **NEC-SE-HM**'.

La sección 5.4 'Acero formado en frio', indica que cuando se usen pórticos resistentes a momento de acero formados en frio, se deberá diseñar de acuerdo a la norma de diseño **AISI**, sin embargo el diseño deberá satisfacer los requisitos de la sección 3.2 'Requisitos de resistencia sísmica del sistema estructural', y a la **NEC-SE-AC**, de igual manera las uniones estructurales soldadas deberán regirse por la **AWS** y las uniones estructurales empernadas deberán regirse a la norma **AISC**.

3.1.1.6.1 Cálculo de cargas para estructura de acero

Cálculo de espesor de losa

Se diseñara el sistema a partir de una losa alivianada compuesta de Steel panel, el cual deberá estar elaborado bajo las normas **INEN 2397, ASTM**

A653; y por hormigón fluido en sitio, el mismo que deberá tener una resistencia de 210 kg/cm².

Basados en el catalogo de NOVACERO, se propone para la vivienda de estructura de acero, una losa de piso deck tal como se presenta en las tablas propuestas por el mismo, el cual consiste en una lamina galvanizada G90 de 0,65 mm, con malla electrosoldada y como complemento conectores de cortante, sobre esta se colocara una losa maciza de hormigón con espesor de 5 cm y con una separación entre apoyos de 1,30 m entre ellos, permitiendo una carga sobre impuesta mayor a 1418 kg/m² según lo propuesto en la tabla LI.

Tabla L: Propiedades de la plancha de steel panel

PROPIEDADES DE LA SECCION SIMPLE					
Espesor(mm)	Peso(kg/m ²)	I+(cm ⁴ /m)	S+(cm ³ /m)	S-(cm ³ /m)	As(cm ² /m)
0,65	6,38	31,56	9,66	10,41	8,13
0,76	7,47	39,37	12,43	13,29	9,51
1	9,62	55,99	18,43	19,34	12,51

Tabla LI: Cuadro de capacidades de carga noalosa

CUADRO DE CAPACIDADES DE CARGA NOALOSA												
Espesor de losa (cm)	Volumen de hormigón (m ³ /m ²)	Espesor Noalosa (mm)	Maxima luz sin apuntalar (m)		Carga total sobreimpuesta (kg/m ²)							
			Condicion de apoyo		Separacion entre apoyos (m)							
			1 vano	2 o mas vanos	1,60	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00
5	0,075	0,65	1,46	1,94	1418	1030	861	656	500	378	282	204
		0,76	1,73	2,31	1531	1301	980	742	638	498	486	296
		1,00	2,23	2,96	2000	1638	1225	920	880	699	556	440
6	0,082	0,65	1,41	1,87	1595	1141	1001	761	578	436	323	232
		0,76	1,66	2,22	1699	1463	1088	810	741	577	446	341
		1,00	2,13	2,85	2000	1837	1354	1250	978	767	599	556
10	0,125	0,65	1,24	1,66	2000	2000	1562	1171	875	644	460	312
		0,76	1,45	1,96	2000	1999	1946	1494	1151	884	672	501
		1,00	1,85	2,50	2000	2000	2000	1706	1264	1361	1088	868

Cálculo de carga muerta

Tabla LII: Cálculo de carga muerta para estructura metálica

	espesor(m)	Peso específico (Kg/m ³)	Carga por metro Cuadrado (kg/m ²)	CARGAS QUE ACTUAN EN PISO 1	CARGAS QUE ACTUAN EN CUBIERTA
Losa de Compresión	0,05	2400	120	X	
Steel panel	0,00065	9815,38	6,38	X	
Cerámica(incluye contrapiso)	0,06	1800	108	X	
Paredes(estimado)			150	X	
Ductos y enlucidos (estimado)			40	X	
Elementos estructurales (estimado)			100	X	X
Chapa ondulada de fibrocemento (8mm de espesor)			20		X
Carga Muerta Total (Kg/m²):				524,38	120

Cálculo de carga viva

La carga viva a utilizar será la expresada en el numeral 3.1.1.1.1, en donde se expresa el valor del peso unitario para carga viva de viviendas unifamiliares y bifamiliares.

Cargas sísmicas

Basados en el cumplimiento de la norma, y siguiendo las indicaciones propuesta, se debe calcular el peso sísmico efectivo según lo propuesto en el numeral 3.1.3 de la norma **NEC-SE-VIVIENDA**, donde establece que, el peso sísmico efectivo será calculado mediante la suma del peso, producto de cargas muertas más un 25% del peso de cargas vivas, lo cual se detalla en tabla LIII.

Tabla LIII: Cálculo de carga sísmica

	LONG. X (m)	LONG. Y (m)	Area(m ²)	WD (kg/m ²)	WL(kg/m ²)	WT(WD+25%WL)	Peso (WTxA) (Kg)
PISO 1	8	12	96	524,38	200	574,38	55140,48
CUBIERTA	9	13	117	120,00	0	120	14040
Peso Sísmico Efectivo (Kg)							69180,48
Peso Sísmico Efectivo (Ton)							69,18

El cortante Basal de la estructura se calcula según lo planteado en la sección 3.1.1.1.2, para el factor de reducción R se adoptara un valor de 1,5 puesto que el sistema estructural a utilizar es Acero doblado en frio.

Adicional a esto se toman valores planteados en tablas anteriores como lo son el Ct, que varía según el tipo de estructura, debido a que utilizaremos estructuras de acero sin arriostramiento el valor adoptado para Ct será de 0,072, y un alpha de 0,8 y una altura total del edificio de $h_n = 5,4$ m. Todos estos valores serán usados para el cálculo del periodo fundamental de la estructura tal como se muestra en la tabla LIV.

Tabla LIV: Cálculo del cortante basal de la estructura

Z=	0,4	
C=	3	
W=	69,18	Ton
R=	1,5	
V base=	55,34	Ton

Al igual que en el sistema estructural de pórticos de hormigón armado, el cortante basal en dirección X será el mismo que el de dirección en Y, para el sistema de pórticos de acero sin arriostramiento.

Estimación del periodo fundamental de la estructura

El cortante basal el periodo fundamental de la estructura será el mismo para ambas direcciones.

Tabla LV: Cálculo del periodo fundamental de la estructura

Ct=	0,072	
alpha=	0,8	
hn=	5,4	m
Ta=	0,28	seg

Distribución de fuerzas sísmicas horizontales

El valor a usarse del coeficiente K es de $K = 1,0$ ya que $T_a \leq 0,5s$; con un valor de $T_a = 0,28$ s. Posterior a esto podemos calcular el valor de cada fuerza por piso.

Tabla LVI: Distribución de fuerzas horizontales

We=	69,18	TON	Dirección X		Vx=	55,34
Nivel	Altura (H)	Wei	Wei.H ^{Kx}	Cvx	Fx	Vx
2	5,4	14,0	75,82	0,34	18,67	18,67
1	2,7	55,1	148,88	0,66	36,67	55,34
$\Sigma=$			224,70			

Teniendo así las siguientes distribuciones de fuerzas horizontales en la estructura:

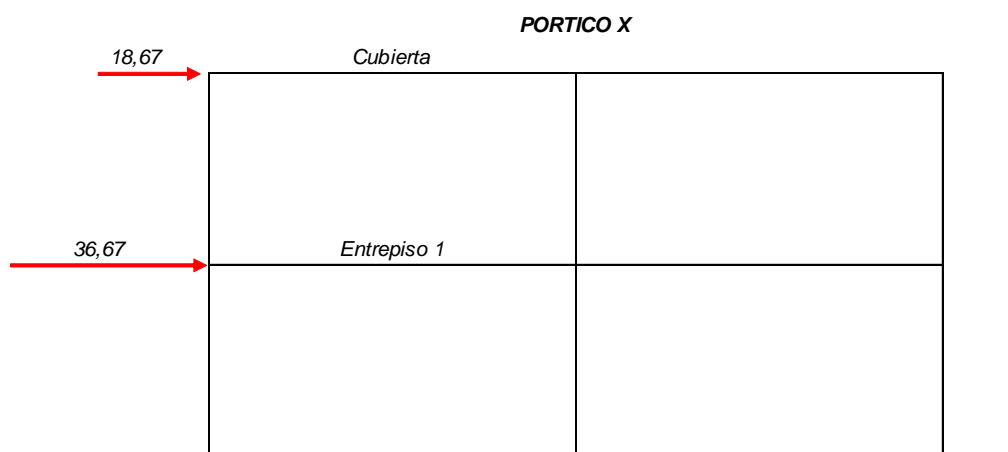


Figura 3.20: Distribución de fuerzas horizontales en dirección X.

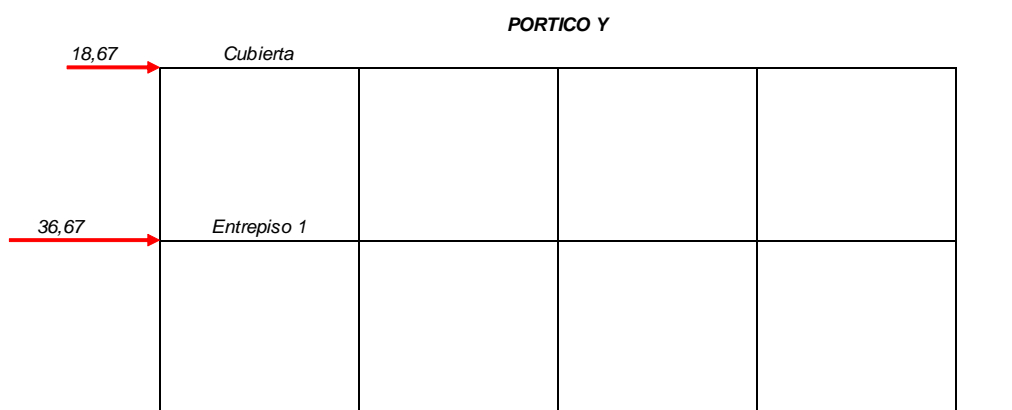


Figura 3.21: Distribución de fuerzas horizontales en dirección Y.

Prediseño de elementos estructurales:

Para el prediseño de los elementos estructurales, se modelará las vigas secundarias como una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida. Este tipo de modelo se debe a que la unión soldada entre miembros estructurales no actúa como un cuerpo monolítico, bajo esta premisa, el modelo no puede ser de una viga doblemente empotrada.

La carga W_u a utilizar será calculada en base a la combinación 1 (1,2D + 1,6L), tomando en cuenta que la carga viva actuante en el entrepiso 1 es la misma que se ha utilizado a lo largo del presente proyecto 200 Kg/m². La carga de diseño por metro cuadrado por metro cuadrado será igual a 949 kg/m². Considerando que las vigas secundarias están separadas 1,30 m el cual sería el ancho de influencia, la carga por metro lineal W_u sería igual a 949 Kg/m² x 1,3 m = 1233,7 Kg/m.

La tabla 3-23 del manual de diseño de la AISC norma en la cual se referencia esta sección del proyecto, simplifica el análisis estructural en función de la carga W_u y la longitud entre vigas. Para el caso de una viga doblemente empotrada, se tiene que los mayores momentos y cortantes están dado por las siguientes fórmulas:

$$M_{\max(+)} = \frac{1}{8} W_u * l_n^2$$

Ecu. 13

$$V_{max} = W_u * l_n \quad \text{Ecu. 14}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 W_u * l_n^4}{384 E I} \quad \text{Ecu. 15}$$

Dado que la mayor luz neta es de 3,5 m y la carga de diseño W_u es de 1233,7 Kg/m, tenemos los siguientes momentos y fuerzas cortantes:

$$M_{max(+)} = 1888 \text{ Kg.m} \quad \text{Ecu. 16}$$

$$V_{max} = 4315,5 \text{ Kg} \quad \text{Ecu.17}$$

La deflexión máxima admisible en este tipo de estructuras es igual a la luz neta dividida para 360, es decir de 9,7 mm, este es un factor importante a considerar en el prediseño. Dado que la falla de una viga, se produce en el momento en que toda su sección entra en el rango plástico, teniendo como causal de la falla al momento plástico el mismo que se calcula mediante la fórmula:

$$M_p = F_y . Z \quad \text{Ecu. 18}$$

Los perfiles estructurales propuestos, son perfiles del tipo HSS, los mismos serán armados a partir de dos canales U distribuidos por la compañía DIPAC. El acero estructural de los mismos es del tipo ASTM A36 fabricado bajo las

normas **NTE INEN 1 623**, norma correspondiente a “**Aceros. Perfiles estructurales conformados en frío. Requisitos e inspección**”.

Se procederá a predimensionar las vigas secundarias calculando el módulo plástico necesario para resistir el mayor momento calculado y la inercia mínima a fin no sobrepasar la deflexión máxima.

$$Z_{requerido} = \frac{M_p}{F_y} \quad \text{Ecu. 19}$$

$$I_{min} = \frac{5 W_u * l_n^4}{384 E \Delta_{max}} \quad \text{Ecu. 20}$$

Para las vigas secundarias, se necesitan las siguientes propiedades:

Tabla LVII: Propiedades necesarias para vigas secundarias

Wu	1.233,00 kg/m
Wu	12,33 Kg/cm
Ln	350,00 cm
Mu	1.888,03 kg.m
Mu	188.803,13 Kg.cm
Fy	2.530,00 kg/cm ²
E	2.100.000,00 Kg/cm ²
Δ admisible	0,97 cm
Z requerido	74,63 cm ³
Z requerido	4,55 pulg ³
I min	1.182,72 cm ⁴
I min	28,42 pulg ⁴

Para el prediseño de las vigas principales en dirección X y Y entrepiso 1, se seguirá el mismo procedimiento de las vigas secundarias. La particularidad es el modelo estructural, estas vigas serán modeladas como una viga simplemente apoyada, la misma será cargada con dos cargas puntuales, estas cargas puntuales corresponden a las reacciones o cortante máximo generado en el modelo estructural de las vigas secundarias.

Para este caso, los momentos máximos, fuerzas cortantes y deflexión máxima dados por la tabla 3-22 a de la AISC son iguales a:

$$M_{max} = 0.33 P * Ln \quad \text{Ecu.21}$$

$$V_{max} = P \quad \text{Ecu. 22}$$

$$\Delta_{max} = 0,036 \frac{P * ln^3}{EI} \quad \text{Ecu. 23}$$

Dado el caso que la fuerza P es de 4315,5 Kg tenemos:

$$M_{max} = 5696,5 \text{ Kg.m} \quad \text{Ecu. 24}$$

$$V_{max} = 4315,5 \text{ Kg} \quad \text{Ecu. 25}$$

$$\Delta_{adm} = 1,1 \text{ cm} \quad \text{Ecu. 26}$$

Teniendo así que las vigas principales en dirección X y Y del entrepiso 1 deben tener las siguientes propiedades mínimas:

Tabla LVIII: Propiedades necesarias para vigas principales

P	4.315,00 kg
Ln	400,00 cm
Mu	5.696,50 kg.m
Mu	569.650,00 Kg.cm
Fy	2.530,00 kg/cm ²
E	2.100.000,00 Kg/cm ²
Δ admisible	1,10 cm
Z requerido	225,16 cm ³
Z requerido	13,74 pulg ³
I min	830,21 cm ⁴
I min	19,95 pulg ⁴

Para el prediseño de las columnas se procederá a calcular el peso que recibe una columna central, el cual será calculado multiplicando el área de influencia por la carga por metro cuadrado generada por la combinación de cargas 1 (1,2D + 1,6L), asumiendo que el perfil trabaja al 20% de su esfuerzo de fluencia.

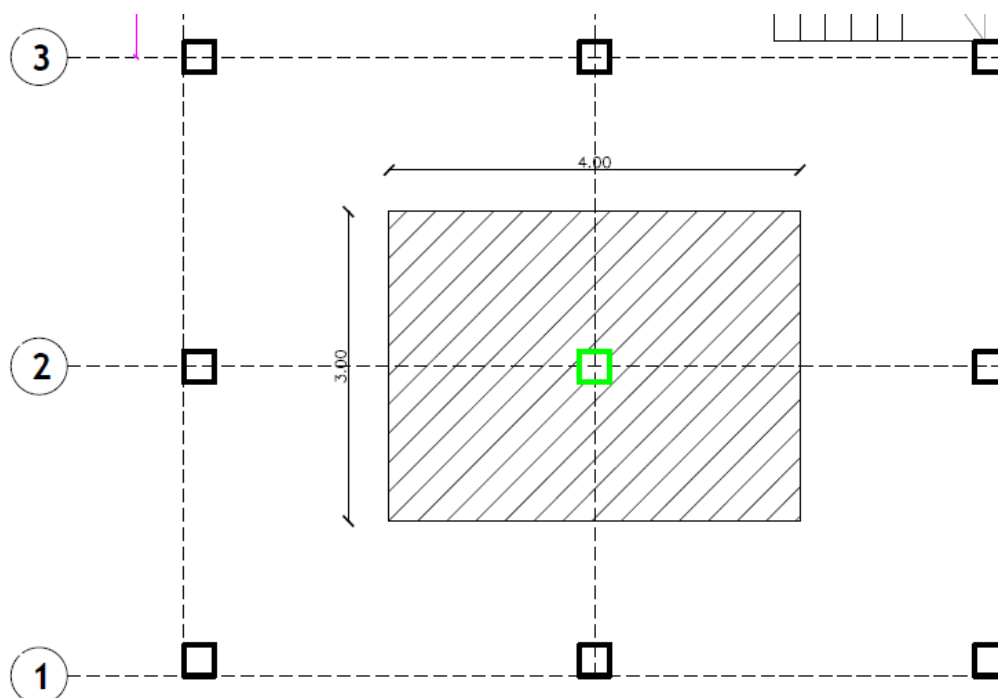


Figura 3.22: Área de influencia de columna 2B, entrepiso 1.

Tabla LIX: Propiedades necesarias para columnas de entrepiso 1

Carga muerta	524,38 kg/m ²
Carga viva	200,00 kg/m ²
Combo 1	949,26 kg/m ²
Combo 1	0,09 kg/cm ²
Area de influencia	12,00 m ²
Area de influencia	120.000,00 cm ²
Fuerza Puntual	11.391,07 Kg
Fy	3.235,00 kg/cm ²
25%Fy	647,00 kg/cm ²
Area req	17,61 cm ²
Area req	2,73 pulg ²

De acuerdo a la tabla 1-11 de la AISC, se procede a realizar la selección de vigas principales y secundarias en función de su inercia mínima y su módulo plástico, la selección de columnas se dará en función del área de acero necesaria.

La configuración estructural de la cubierta, carece de vigas secundarias, debido a que este entrepiso soportará cargas menores a las de entrepiso 1, motivo por cual las deflexiones serán menores, se adoptarán perfiles con menor peralte.

A continuación se presenta una tabla de los perfiles seleccionados y su equivalente a utilizar.

Tabla LX: Preselección de perfiles

	Elemento	Perfil a utilizar (según tabla 1-11 del AISC)	Perfil Propuesto (DIPAC)
entrepiso 1	vigas secundarias	hss8x4x1/8	2 U200X50X3
	vigas principales	hss8X4X1/4	2 U200X50X6
	Columnas	hss8X4X1/4	2 U200X50X6
entrepiso 2	vigas principales	hss6X4X1/8	2 U150X50X3
	Columnas	hss6X4X3/16	2 U150X50X4

3.1.1.6.2 Modelo estructural en SAP 2000

El modelo estructural del proyecto en curso será realizado en el software "SAP2000" tomando las siguientes consideraciones:

- ✓ Las cargas gravitacionales, serán modeladas como cargas uniformemente distribuidas aplicadas sobre las vigas secundarias, considerando un ancho de influencia de 1,35 m.

- ✓ La carga viva en las vigas superiores, será considerada como 100 Kg/m² dado que una vez construida la estructura, cargas de este tipo actuarían únicamente en casos de mantenimiento.

- ✓ Las cargas sísmicas serán modeladas como cargas puntuales aplicadas en el centroide de cada piso. Al modelar la carga sísmica en una dirección determinada, se aplicará el 30% de la fuerza que actúa en dirección perpendicular ($E_x+0,3E_y$ ó $E_y+0,3E_x$). Las cargas aplicadas son detalladas en la tabla LXI.

Tabla LXI: Fuerzas ingresadas en el modelo estructural

Piso 1	WD(ton/m): 0.71
	WL(ton/m): 0.27
	Exx(ton): 36.67
	Exy(ton): 11.00
	Eyy(ton): 36.67
	Eyx(ton): 11.00
Piso 2	WD(ton/m): 0.16
	WL(ton/m): 0.135
	Exx(ton): 18.67
	Exy(ton): 5.60
	Eyy(ton): 18.67
	Eyx(ton): 5.60

- ✓ Las secciones de los elementos estructurales corresponden a las descritas en el prediseño.
- ✓ La conexión entre las columnas y la cimentación, será modelada como empotramientos, para lograr esta condición, se soldarán cartelas de arriostramiento en la conexión mencionada.
- ✓ Para el modelo estructural se ha ingresado como material acero estructural con un esfuerzo de fluencia de 320 Mpa, un esfuerzo último de 430 Mpa, módulo de elasticidad de 200000 Mpa y un peso específico de 7850 Kg/m³

- ✓ Al momento de definir las cargas, el coeficiente que considera el peso propio de los elementos estructurales será ingresado como “0”, dado que en la carga muerta ya está considerado este peso.
- ✓ Se procedió a asignar diafragmas rígidos a cada piso de la estructura, a fin de que todos los nudos tengan el mismo desplazamiento lateral
- ✓ Las conexiones entre vigas secundarias y vigas principales fueron liberadas para que el software considere a las mismas como elementos simplemente apoyados mas no empotrados.

3.1.1.6.3 Resultado del análisis estructural

Los elementos que soportan los mayores momentos flectores y fuerza cortante son al igual que en modelo de hormigón armado, la viga 1-2 del eje C (dirección Y), viga A-B del eje 4 (dirección X) y columna 1C. Las mayores deflexiones en las vigas, se presentan ante el análisis mediante la combinación 1 de cargas, en el caso de las columnas.

Tabla LXII: Resultado del análisis estructural de vigas

			Mu (envolvente) TON.m	Vu (envolvente)	Deflexiones				
					Comb 1	Comb 2	Comb 4	Comb 6	Comb 8
Entrepiso 1	viga 1-2, Eje C	Apoyo externo	-3,2	1,9					
		Centro del vano	0,4	1,9	0,00002	0,0007	0,002	0,0008	0,002
		Apoyo interno	-2,4	1,9					
	viga A-B, Eje 4	Apoyo externo	-2,8	1,9					
		Centro del vano	0,67	1,9	0,0005	0,0004	0,0003	0,0002	0,0006
		Apoyo interno	-2,8	1,9					
	Viga Secundaria	Apoyo externo	0	0,75					
		Centro del vano	1,77	0	0,003	0,002	0,002	0	0
		Apoyo interno	0	0,75					
Entrepiso 2	viga 1-2, Eje C	Apoyo externo	-0,28	0,29					
		Centro del vano	0,10		0,0006	0,0002	0,0003	0,0002	0,0007
		Apoyo interno	-0,24	0,34					
	viga A-B, Eje 4	Apoyo externo	-0,27	0,11					
		Centro del vano	0,02	0,11	0,0002	0,001	0,005	0,001	0,0003
		Apoyo interno	-0,16	0,11					

Tabla LXIII: Resultado del análisis estructural de columnas entrepiso 1

Columnas entrepiso 1				
Combo	Mux(Ton.m)	Muy(Ton.m)	Pu (Ton)	Vu (ton)
1	0,33	0,02	-1,00	1,99
2	5,28	1,14	-2,00	3,66
3	5,07	1,33	0,77	3,40
4	1,66	4,55	-2,36	1,18
5	1,45	4,55	1,00	0,94
6	5,18	1,33	-1,42	3,54
7	5,17	1,33	1,42	3,54
8	1,33	4,55	-1,70	1,06
9	1,55	4,55	1,70	1,06

Tabla LXIV: Resultado del análisis estructural de columnas entrepiso 2

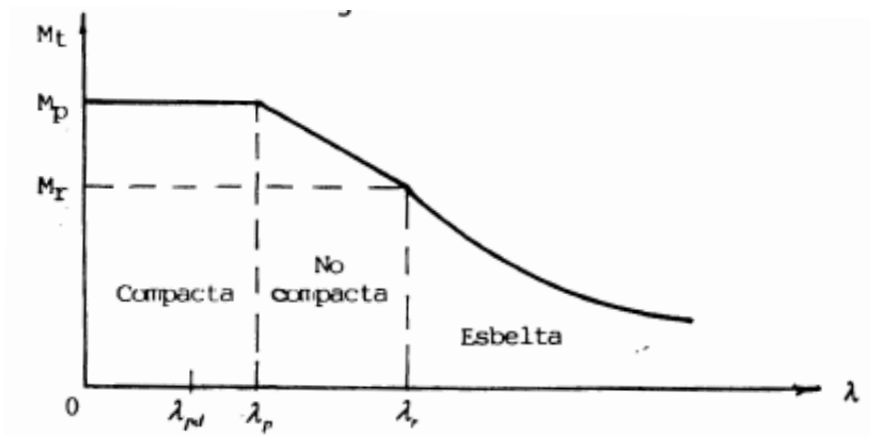
Columnas entrepiso 2				
Combo	Mux(Ton.m)	Muy(Ton.m)	Pu (Ton)	Vu (ton)
1	0,14	0,11	-0,28	0,06
2	1,16	0,22	-0,11	0,56
3	1,33	0,28	-0,24	0,64
4	0,28	0,82	-0,27	0,13
5	0,46	0,88	-0,08	0,22
6	1,25	0,25	0,06	0,60
7	1,25	0,25	-0,06	0,60
8	0,37	0,85	-0,09	0,18
9	0,37	0,85	0,09	0,18

3.1.1.6.4 Análisis a flexión de vigas propuestas

Para realizar el análisis de vigas a flexión, es necesario determinar si la viga es compacta, no compacta o esbelta. Dicho criterio se define mediante la relación entre ancho o altura contra el espesor de la misma. Esta clasificación determina si la sección de la viga permitirá a la misma alcanzar su momento plástico (vigas compactas) o si su momento capacidad será menor al momento plástico puesto que sufriría pandeos o torsiones antes de alcanzarlo.

Gráfico 3.6: Gráfico momento vs λ para clasificación de vigas

Fuente: Obtenido de (Fratelli, 2003)



La tabla **B4.1b** de la norma **AISC**, establece que para secciones tipo cajón (HSS), los valores de λ_p y λ_r , están dados por las siguientes fórmulas:

✓ Para el alma de la sección:

$$\lambda_p \text{ alma} = 2,42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecu. 27}$$

$$\lambda_r \text{ alma} = 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecu. 28}$$

✓ Para el ala de la sección:

$$\lambda_p \text{ ala} = 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecu. 29}$$

$$\lambda_{r \text{ ala}} = 1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ecu. 30

De esta manera las vigas propuestas se clasifican de la siguiente manera:

Tabla LXV: Clasificación de vigas según su relación ancho/espesor

Elemento	h	b	t	λ alma	λ ala	λ_p alma	λ_p ala	λ_r alma	λ_r ala	Tipo de sección	
										alma	ala
vigas principales entrepiso 1	20	10	0,6	33,33	16,67	69,72	32,27	164,22	40,33	Compacta	Compacta
vigas principales entrepiso 2	15	10	0,3	50,00	33,33	69,72	32,27	164,22	40,33	Compacta	No Compacta

El diseño a flexión de los elementos, está basado en el método LRFD, Capítulo F de la norma AISC, dado que los perfiles propuestos en las vigas son del tipo HSS, se utilizará la sección F7 que corresponde a **“Miembros con perfiles Tubulares Cuadrados y Rectangulares (HSS) y cajones”**. Esta sección, considera tres estados límites aplicables a las vigas propuestas:

Estado límite de fluencia:

$$M_u \leq \phi_b M_p = \phi_b F_y Z$$

Ecu. 31

En donde ϕ_b debe ser tomado como 0.9 para elementos a flexión.

Pandeo Local del Ala:

Este estado límite no es aplicable para secciones compactas. Para secciones con alas no compactas se expresa que:

$$M_u \leq \phi b(M_p - (M_p - F_y S) \left(3,57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right)) \leq \phi b M_p \quad \text{Ecu. 32}$$

Pandeo local del alma:

Estado límite no aplicable para secciones de alma compacta. Para almas no compactas se expresa que:

$$M_u \leq \phi b(M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0,305 \frac{h}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0,738 \right)) \leq \phi b M_p \quad \text{Ecu. 33}$$

Conforme a los estados límites indicados, se procede a revisar las vigas propuestas, cabe recalcar que las vigas secundarias, serán revisadas únicamente bajo el estado límite de fluencia puesto que son elementos que resisten únicamente fuerzas gravitacionales.

Tabla LXVI: Revisión de viga principal 1

Vigas Principales entepiso 1	
h	20,00 cm
b	10,00 cm
t	0,60 cm
z	216,38 cm ³
λ alma	33,33
λ ala	16,67
E	2.100.000,00 kg/cm ²
fy	2.530,00 kg/cm ²
λp alma	69,72
λp ala	32,27
λ alma < λp alma	Alma Compacta
λ ala < λp ala	Ala Compacta
ϕbMp	492.701,94 kg.cm
ϕbMp	4,93 Ton.m
Mu	3,20 Ton.m
ϕbMp > Mu	

Tabla LXVII: Revisión de viga principal 2

Vigas Principales entepiso 2	
h	15,00 cm
b	10,00 cm
t	0,30 cm
z	73,97 cm ³
S	63,13
λ alma	50,00
λ ala	33,33
E	2.100.000,00 kg/cm ²
fy	2.530,00 kg/cm ²
λ_p alma	69,72
λ_p ala	32,27
λ alma < λ_p alma	Alma Compacta
λ ala < λ_p ala	Ala No Compacta
$\phi_b M_p$	168.432,30 kg.cm
$\phi_b M_p$	1,68 Ton.m
pandeo local del ala	165.212,22 kg.cm
	1,65 ton.m
Mu	-0,28 Ton.m
$\phi_b M_p > M_u$	

Tabla LXVIII: Revisión de vigas secundarias

Vigas Secundarias	
h	20,00 cm
b	10,00 cm
t	0,30 cm
z	113,98 cm ³
E	2.100.000,00 kg/cm ²
fy	2.530,00 kg/cm ²
ϕbMp	259.536,64 kg.cm
ϕbMp	2,60 Ton.m
Mu	1,77 Ton.m
$\phi bMp > Mu$	

Como se muestra en las tablas presentadas, las vigas propuestas son elementos estructuralmente satisfactorios ante los efectos de la flexión. Dado que se denota sobredimensión en las vigas, se procede a reducir el espesor de los perfiles a fin de conseguir un diseño más económico. Las dimensiones de los perfiles se mantendrán puesto que fueron seleccionadas para satisfacer la inercia mínima a fin de controlar las deflexiones máximas admisibles

Al cambiar el espesor de las vigas principales de 6 mm a 4 mm, se mantiene una inercia superior a la mínima y la resistencia a flexión es la siguiente:

Tabla LXIX: Revisión de nueva propuesta de viga principal 1

Vigas Principales entepiso 1	
h	20,00 cm
b	10,00 cm
t	0,40 cm
z	149,78 cm ³
λ alma	50,00
λ ala	25,00
E	2.100.000,00 kg/cm ²
fy	2.530,00 kg/cm ²
λ p alma	69,72
λ p ala	32,27
λ alma < λ p alma	Alma Compacta
λ ala < λ p ala	Ala Compacta
ϕbMp	341.057,17 kg.cm
ϕbMp	3,41 Ton.m
Mu	3,20 Ton.m
ϕbMp > Mu	

Se demuestra que al disminuir el espesor, la capacidad sigue superando a la demanda, el elemento es satisfactorio.

Los espesores de vigas secundarias, y vigas principales en la cubierta, se han mantenido debido que su disminución convierte a las secciones en secciones de ala esbelta. Otro aspecto a considerar para mantener 3 mm como espesor mínimo de los perfiles, es que una vez construida la estructura, lo más probable es que los usuarios omitan el mantenimiento que la misma requiere a fin de mitigar efectos de corrosión.

3.1.1.6.5 Análisis a cortante de vigas propuestas

El análisis de capacidad a fuerza cortante de las vigas, está regido a la sección G5 de la norma AISC, el mismo que hace referencia a **“Perfiles tubulares rectangulares HSS y cajones”**

Esta sección expresa que la resistencia al cortante será determinada conforme a lo especificado en el literal G2 de la norma AISC “Miembros con almas rigidizadas o no rigidizadas” tomando la variable h_v como la dimensión de la altura menos tres veces el espesor, la variable $t_w = t$ y el coeficiente k_v igual a 5. La sección G2 de la norma AISC, expresa lo siguiente:

$$\Phi_v V_n = \Phi_v (0,6 F_y A_w C_v) \quad \text{Ecu. 34}$$

$$A_w = h_v t_w \quad \text{Ecu. 35}$$

Considerando C_v será tomada igual a 1 y Φ_v es igual a 0,9. De esta manera se procede a revisar las vigas propuestas ante las solicitaciones de cortante:

Tabla LXX: Revisión de viga entrepiso 1 ante fuerza cortante

Vigas principales entrepiso 1		
h	20,00	cm
b	10,00	cm
t	0,40	cm
hv	18,80	cm
tw	0,40	cm
Aw	7,52	cm ²
fy	2.530,00	kg/cm ²
cv	1,00	
ØvNn	10.273,82	Kg
ØvNn	10,27	Ton
Vu	1,90	Ton
$\text{ØvNn} < \text{Vu}$		

Tabla LXXI: Revisión de viga en cubierta ante fuerza cortante

Vigas principales entrepiso 2		
h	15,00	cm
b	10,00	cm
t	0,30	cm
hv	14,10	cm
tw	0,30	cm
Aw	4,23	cm ²
fy	2.530,00	kg/cm ²
cv	1,00	
ØvNn	5.779,03	Kg
ØvNn	5,78	Ton
Vu	0,34	Ton
$\text{ØvNn} < \text{Vu}$		

Tabla LXXII: Revisión de vigas secundarias ante fuerza cortante

Vigas Secundarias		
h	20,00	cm
b	10,00	cm
t	0,30	cm
h_v	19,10	cm
t_w	0,30	cm
A_w	5,73	cm ²
f_y	2.530,00	kg/cm ²
c_v	1,00	
Ø_vV_n	7.828,33	Kg
Ø_vV_n	7,83	Ton
V_u	0,75	Ton
Ø _v V _n < V _u		

En las tres vigas propuestas, la capacidad al cortante es mayor a la demanda, por lo tanto las secciones resultan satisfactorias estructuralmente.

3.1.1.6.6 Análisis de columnas propuestas

Dado que los elementos en mención son elementos que trabajan en una combinación de carga axial y flexión, su diseño estará sujeto a la sección H1 de la norma AISC **“Miembros doblemente y simplemente simétricos sujetos a Carga Axial y de Flexión”**. La misma expresa que la revisión de los elementos propuestos se realizará de la siguiente manera:

- ✓ Para el caso 1 en que $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ denominado como carga axial grande:

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1,00 \quad \text{Ecu. 36}$$

✓ Para el caso 2 en que $\frac{Pr}{Pc} < 0,2$ denominado como carga axial pequeña:

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1,00 \quad \text{Ecu. 37}$$

el momento capacidad en el eje fuerte de la columna de entrepiso 1 es:

Tabla LXXIII: Capacidad en el eje fuerte de la columna de entrepiso 1

Momento resistente de Columna 1 (flexión eje X)	
h	20,00 cm
b	10,00 cm
t	0,60 cm
Z	216,38 cm ³
λ_{alma}	33,33
λ_{ala}	16,67
E	2.100.000,00 kg/cm ²
f_y	2.530,00 kg/cm ²
λ_{p alma}	69,72
λ_{p ala}	32,27
λ alma < λ_{p alma}	Alma Compacta
λ ala < λ_{p ala}	Ala Compacta
φ_bM_p	492.701,94 kg.cm
φ_bM_p	4,93 Ton.m
M_u	5,28 kg.cm
φ_bM_p < M_u (Elemento no satisfactorio)	

Como se puede observar, el elemento no es satisfactorio ante las sollicitaciones de momento, es por esto que antes de revisar el cumplimiento de las ecuaciones de interacción anteriormente presentadas, se procederá a proponer una sección con mayor módulo plástico.

Para el cálculo de la carga axial resistente, la sección propuesta debe clasificarse al igual que en el diseño a flexión, en sección compacta o no compacta. La nueva sección propuesta para columnas y su clasificación es la siguiente:

Tabla LXXIV: Nuevas secciones propuestas y clasificación según relación ancho-espesor

Elemento	h	b	t	λ	$\lambda_p = 1.40 \sqrt{E/i}$	Tipo de sección
Columnas entepiso 1	20	20	0,6	31,33	40,33	Compacta
Columnas entepiso 2	20	10	0,3	31,33	40,33	Compacta

La sección E3 de la AISC “**Pandeo Flexionante de miembros sin elementos esbeltos**” caso en el cual se encuentran las secciones propuestas, expresa que la carga resistente nominal se calcula mediante:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_c r A_g$$

Ecu. 38

En donde Φ_c toma un valor de 0,9 y F_{cr} debe ser calculado de la siguiente manera para secciones sin elementos esbeltos:

- ✓ **Condición A**, el cumplimiento de esta condición indica que la columna es corta o intermedia e incursiona en el intervalo inelástico.

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó } F_e \geq 0,44f_y \quad \text{Ecu. 39}$$

$$F_{cr} = (0,658 \sqrt{F_e}) F_y \quad \text{Ecu. 40}$$

- ✓ **Condición B**, El cumplimiento de esta condición indica que la columna es larga e incursiona en el pandeo elástico.

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó } F_e < 0,44f_y \quad \text{Ecu. 41}$$

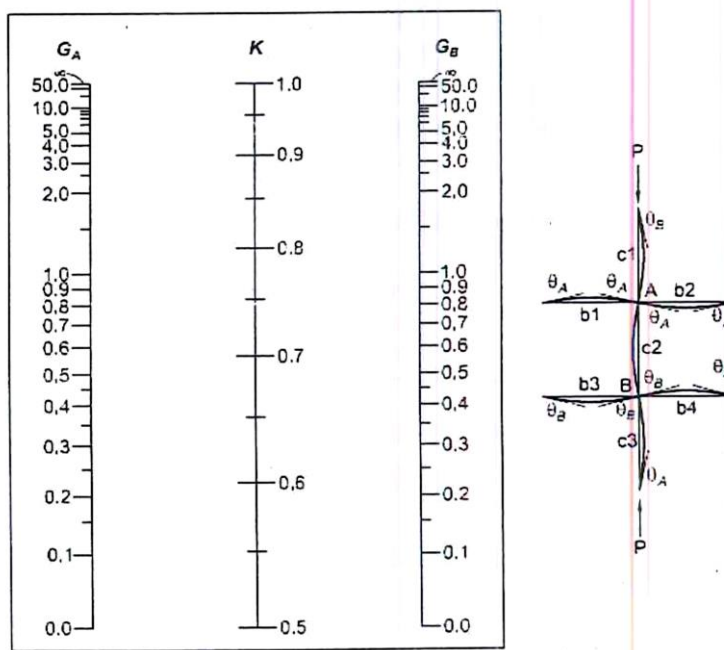
$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad \text{Ecu. 42}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left[\frac{KL}{R}\right]^2} \quad \text{Ecu. 43}$$

El factor “K”, será estimado mediante el nomograma C-C2.3 de la “SSRC”.

Grafico 3.7: Nomograma C-C2.3 de la SSRC

Fuente: SSRC



En donde el valor “G” de cada nodo, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$G = \frac{\sum \frac{I_{columnas}}{L_{columnas}}}{\sum \frac{I_{vigas}}{L_{vigas}}} \quad \text{Ecu. 44}$$

Para una columna empotrada de un pórtico sin arrostramiento contra desplazamientos laterales, el valor de G es 0,67. A continuación se indica los valores de K de cada una de las columnas propuestas

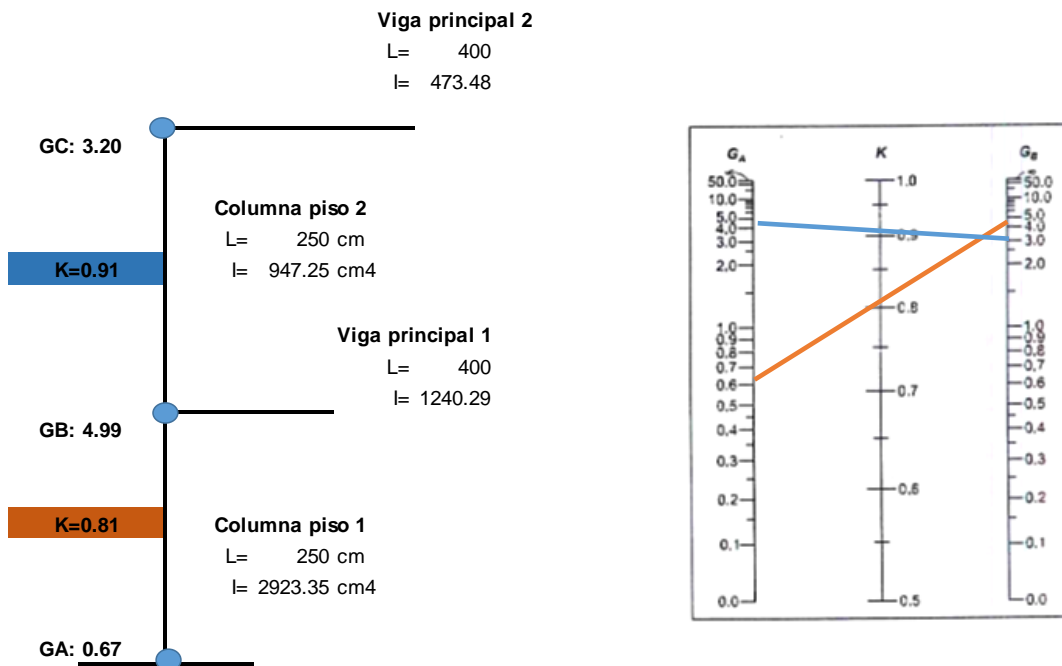


Figura 3.23: Cálculo de K para las secciones propuestas

A continuación se procede a calcular la capacidad de carga de cada una de las columnas propuestas:

Tabla LXXV: Cálculo de capacidad de carga de columna de entrespiso 1

Columnas entrespiso 1			
	h	20,00	cm
	b	20,00	cm
	t	0,60	cm
	A	45,64	cm ²
	I	2.923,35	cm ⁴
	r	8,00	cm
	K	0,81	cm
	L	250,00	cm
	E	2.100.000,00	kg/cm ²
	Fy	2.530,00	kg/cm ²
Condición A	$4.71\sqrt{(E/Fy)}$	135,70	
	KL/r	25,30	
	0.44Fy	1.113,20	kg/cm ²
	Fe	32.341,73	kg/cm ²
	Fcr	2.448,50	kg/cm ²
	øc	0,90	
	øcPn	100.574,76	Kg
	øcPn	100,57	TON

Tabla LXXVI: Cálculo de capacidad de carga de Columna de entrepiso 2

Columnas entrepiso 2			
	h	20,00	cm
	b	10,00	cm
	t	0,30	cm
	A	17,40	cm ²
	I_y	323,89	cm ⁴
	r_y	4,31	cm
	K	0,91	cm
	L	250,00	cm
	E	2.100.000,00	kg/cm ²
	F_y	2.530,00	kg/cm ²
Condición A	$4.71\sqrt{(E/F_y)}$	135,70	
	KL/r	52,73	
	0.44F_y	1.113,20	kg/cm ²
	F_e	7.446,69	kg/cm ²
	F_{cr}	2.194,64	kg/cm ²
	Ø_c	0,90	
	Ø_cP_n	34.368,04	Kg
	Ø_cP_n	34,37	TON

A fin de comprobar el cumplimiento de las ecuaciones de interacción, se procede a calcular la capacidad de momento de cada una de las secciones propuestas.

Tabla LXXVII: Cálculo de momento nominal de columna de entrepiso 1

Momento resistente de Columna 1 (flexión eje X y Y)	
h	20,00 cm
b	20,00 cm
t	0,60 cm
Z_x	332,14 cm ³
Z_y	332,14 cm ³
λ_{alma}	33,33
λ_{ala}	33,33
E	2.100.000,00 kg/cm ²
f_y	2.530,00 kg/cm ²
λ_{p alma}	69,72
λ_{p ala}	32,27
λ_{r alma}	164,22
λ_{r ala}	40,33
λ alma < λ_{p alma}	Alma Compacta
λ ala < λ_{p ala}	Ala No Compacta
φ_bM_p	756.275,64 kg.cm
φ_bM_p	7,56 Ton.m
Pandeo Local del ala	744.452,85 Kg.m
	7,44
φ_bM_{nx} = φ_bM_{uy}	7,44 Ton.m

Tabla LXXVIII: Cálculo de momento nominal de columna de entrepiso 2, eje x.

Momento resistente de Columna 2 (flexión eje X)	
h	20,00 cm
b	10,00 cm
t	0,30 cm
Zx	113,98 cm ³
λ_{alma}	66,67
λ_{ala}	33,33
E	2.100.000,00 kg/cm ²
fy	2.530,00 kg/cm ²
$\lambda_{p\ alma}$	69,72
$\lambda_{p\ ala}$	32,27
$\lambda_{r\ alma}$	164,22
$\lambda_{r\ ala}$	40,33
$\lambda\ alma < \lambda_{p\ alma}$	Alma Compacta
$\lambda\ ala < \lambda_{p\ ala}$	Ala No Compacta
$\phi_b M_p$	259.536,64 kg.cm
$\phi_b M_p$	2,60 Ton.m
Pandeo Local del ala	253.816,59 Kg.m
	2,54 Ton.m
ϕM_{nx}	2,54 Ton.m

Tabla LXXIX: Cálculo de momento nominal de columna de entrespiso 2, eje y.

Momento resistente de Columna 2 (flexión eje Y)	
h	20,00 cm
b	10,00 cm
t	0,30 cm
Z_y	70,62 cm ³
λ_{alma}	66,67
λ_{ala}	33,33
E	2.100.000,00 kg/cm ²
f_y	2.530,00 kg/cm ²
λ_{p alma}	69,72
λ_{p ala}	32,27
λ_{r alma}	164,22
λ_{r ala}	40,33
λ alma < λ_{p alma}	Alma Compacta
λ ala < λ_{p ala}	Ala No Compacta
φ_bM_p	160.807,03 kg.cm
φ_bM_p	1,61 Ton.m
Pandeo Local del ala	104.103,40 kg.cm
	1,04 Ton.m
φ_bM_{ny}	1,04 Ton.m

Se procede a verificar el cumplimiento de las ecuaciones de interacción:

Tabla LXXX: Cumplimiento de las ecuaciones de interacción

Columnas entrepiso 1							
Pc=	100,57 Ton		Mcx=	7,44 Ton.m		Mcy=	7,44 Ton.m
Combo	Mrx(Ton.m)	Mry(Ton.m)	Pr (Ton)	Vu (ton)	Pr/Pc	Ecuación de interacción a utilizar:	interacción
1	0,33	0,02	-1,00	1,99	0,01	Ecuación 2	0,0513
2	5,28	1,14	-2,00	3,66	0,02	Ecuación 2	0,8728
3	5,07	1,33	0,77	3,40	0,01	Ecuación 2	0,8640
4	1,66	4,55	-2,36	1,18	0,02	Ecuación 2	0,8464
5	1,45	4,55	1,00	0,94	0,01	Ecuación 2	0,8114
6	5,18	1,33	-1,42	3,54	0,01	Ecuación 2	0,8821
7	5,17	1,33	1,42	3,54	0,01	Ecuación 2	0,8807
8	1,33	4,55	-1,70	1,06	0,02	Ecuación 2	0,7988
9	1,55	4,55	1,70	1,06	0,02	Ecuación 2	0,8283

Tabla LXXXI: Cumplimiento de las ecuaciones de interacción

Columnas entrepiso 2							
Pc=	34,37 Ton		Mcx=	2,54 Ton.m		Mcy=	1,04 Ton.m
Combo	Mrx(Ton.m)	Mry(Ton.m)	Pr (Ton)	Vu (ton)	Pr/Pc	Ecuación de interacción a utilizar:	interacción
1	0,14	0,11	-0,28	0,06	0,008	Ecuación 2	0,16
2	1,16	0,22	-0,11	0,56	0,003	Ecuación 2	0,67
3	1,30	0,28	-0,24	0,64	0,007	Ecuación 2	0,78
4	0,28	0,82	-0,27	0,13	0,008	Ecuación 2	0,90
5	0,45	0,86	-0,08	0,22	0,002	Ecuación 2	1,00
6	1,25	0,25	0,06	0,60	0,002	Ecuación 2	0,73
7	1,25	0,25	-0,06	0,60	0,002	Ecuación 2	0,73
8	0,37	0,85	-0,09	0,18	0,003	Ecuación 2	0,96
9	0,37	0,85	0,09	0,18	0,003	Ecuación 2	0,96

Como se puede observar en las tablas presentadas, se cumple con las ecuaciones de interacción. En el caso de las columnas de entrepiso 1, los valores de la ecuación de interacción se aproximan a 0,9, lo cual indica que el elemento además de cumplir la demanda de las cargas solicitadas, no

denota sobredimensión. El caso de las columnas de entrepiso 2, cumple al límite con la condición, la sección se mantendrá a fin de obtener un diseño económico.

3.1.1.6.7 Diseño de losa

Para el diseño de la losa, se procederá a determinar las cargas que actúan en la misma.

Tabla LXXXII: Cargas de diseño para losa

	espesor (m)	Peso específico (Kg/m ³)	Carga por metro Cuadrado (kg/m ²)	CARGAS QUE ACTUAN EN LOSA
Losa de Compresión	0,05	2.400,00	120,00	X
Steel panel	0,15	2.400,00	108,00	X
Cerámica(incluye contrapiso)	0,06	1.800,00	108,00	X
Paredes(estimado)			150,00	
Ductos y enlucidos (estimado)			40,00	x
Elementos estructurales			150,00	
Chapa ondulada de fibrocemento (8mm de espesor)			20,00	
Carga Muerta Total (Kg/m²):				376
Carga Viva (Kg/m²):				200
Combinación 1 (kg/m²)				771,2

Puesto que el Steel panel seleccionado, es capaz de resistir una carga de 1418 Kg/cm², no será necesario reforzar la losa. Con respecto al acero mínimo por retracción, la losa propuesta en esta sección, posee el mismo

espesor que la capa de compresión de la losa de hormigón armado, motivo por el cual, la malla a colocar será Armex U-106.

3.1.1.6.8 Diseño de Escalera

La configuración de la escalera a utilizar, es la misma de la sección de hormigón armado, la estructura de la escalera, estará basada en dos vigas sobre las cuales se apoyan los peldaños, de la misma manera que en hormigón armado, se colocará una viga adicional de apoyo entre las dos columnas donde se ubica el hueco de escalera. A continuación se presentan las cargas gravitacionales de cada peldaño.

Tabla LXXXIII: Cargas para diseño de escalera

	espesor(m)	Peso específico (Kg/m ³)	Carga por metro Cuadrado (kg/m ²)	CARGAS QUE ACTUAN EN LOSA
Peldaño de Acero	0,01	7.850,00	78,50	X
			Carga Muerta Total (Kg/m²):	78,5
			Carga Viva (Kg/m²):	200
			Combinación 1 (kg/m²)	414,2
			Ancho del peldaño	1,05
			Carga de diseño (kg/m)	434,91

Se modelará la viga de escalera, como una viga simplemente apoyada con una carga distribuida, igual a la mitad de la carga mostrada en la tabla puesto que cada peldaño se apoya en una viga a cada lado. El momento flector,

cortante máximo y máxima deflexión de una viga simplemente apoyada, tal como se ha indicado en secciones anteriores, está dado por:

$$M_{max} = \frac{W_u L_n^2}{8} \quad \text{Ecu. 45}$$

$$V_{max} = \frac{W_u L_n}{2} \quad \text{Ecu. 46}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5 W_u L_n^4}{384 E I} \quad \text{Ecu. 47}$$

Se procede a prediseñar la viga de la misma manera que en la sección de prediseño de elementos:

Tabla LXXXIV: Prediseño de viga de escalera

W_u	435,00 kg/m
W_u	4.35 Kg/cm
L_n	250,00 cm
M_u	339,84 kg.m
M_u	33.984,38 Kg.cm
F_y	2.530,00 kg/cm ²
E	2.100.000,00 Kg/cm ²
Δ admisible	0,69 cm
Z requerido	13,43 cm ³
Z requerido	0,82 pulg ³
I min	152,69 cm ⁴
I min	3,67 pulg ⁴

Se selecciona un perfil DIPAC tipo U 150x50x3, el mismo que satisface la inercia mínima y módulo plástico necesario, se procede a comprobar el perfil seleccionado ante flexión y cortante.

Tabla LXXXV: Momento nominal de viga de escalera propuesta

Momento resistente de Viga de Escalera	
h	12,50 cm
b	5,00 cm
t	0,30 cm
Z	23,90 cm ³
λ_{alma}	41,67
λ_{ala}	16,67
E	2.100.000,00 kg/cm ²
fy	2.530,00 kg/cm ²
λ_p alma	108,33
λ_p ala	11,24
λ_r alma	164,22
λ_r ala	28,81
λ alma < λ_p alma	Alma Compacta
λ ala < λ_p ala	Ala No Compacta
$\phi_b M_p$	54.420,30 kg.cm
$\phi_b M_p$	0,54 Ton.m
Pandeo Local del ala	54.261,40 kg.cm
	0,54 Ton.m
ϕM_n	0,54 Ton.m

La viga propuesta satisface la demanda de momento flector, a continuación se procede a realizar la revisión por fuerza cortante.

Tabla LXXXVI: Cálculo de la fuerza cortante resistente

Viga de escalera		
h	12,50	cm
b	5,00	cm
t	0,30	cm
h_v	11,90	cm
t_w	0,30	cm
A_w	3,57	cm ²
f_y	2.530,00	kg/cm ²
c_v	1,00	
Ø_vV_n	4.877,33	Kg
Ø_vV_n	4,88	Ton
V_u	0,27	Ton
Ø_vV_n > V_u		

De esta manera se comprueba que la viga propuesta para la escalera metálica es satisfactoria. A fin de crear un apoyo para las escaleras, se colocará una viga entre las columnas donde se ubica la misma, la viga tendrá la misma sección que la viga de escalera.

3.1.1.7 Alternativa estructural de armadura electrosoldada

Prediseño de elementos estructurales

El prediseño de elementos estructurales correspondientes al sistema estructural de armadura electrosoldada estará basado en lo propuesto en la **NEC-SE-VIVIENDA**, y en el análisis y diseño planteado en la sección 3.1.1 del presente proyecto.

Siguiendo lo propuesto en la sección 5.1 de la **NEC-SE-VIVIENDA** ya antes mencionado en la sección 3.1.1.5 del presente proyecto, se adopta las mismas dimensiones planteadas en el prediseño de la estructura de hormigón armado.

Debido a que se trabajara con el mismo prediseño de la primera alternativa, se obviarán los cálculos necesarios para obtener los valores correspondientes al peso por metro cuadrado de los elementos, espesor de losa, carga muerta y peso sísmico efectivo. Sin embargo el cortante basal de la estructura no será el mismo, se deberá adoptar un factor de reducción $R = 2,5$ puesto que el sistema estructural a utilizar es de pórticos resistentes a momentos utilizando armadura electrosoldada.

Tabla LXXXVII: Cálculo del cortante basal de la estructura, armadura electrosoldada

Z=	0,4	
C=	3	
W=	89,59	Ton
R=	2,5	
V base=	43,00	Ton

La estimación del periodo fundamental de la estructura será igual al de la de hormigón armado, debido a que depende de los coeficientes C_t , α y h_n , los cuales no varían para la alternativa en cuestión.

Distribución de fuerzas sísmicas horizontales

La distribución de fuerzas sísmicas dependerá del coeficiente $K = 1$.

Tabla LXXXVIII: Distribución de fuerzas horizontales, armadura electrosoldada

We=	69,18	TON	Dirección X		Vx=	43,00
Nivel	Altura (H)	Wei	Wei.H ^{Kx}	Cvx	Fx	Vx
2	5,4	14,0	75,82	0,34	14,51	14,51
1	2,7	55,1	148,88	0,66	28,49	43,00
$\Sigma=$			224,70			

Teniendo así las siguientes distribuciones de fuerzas horizontales:

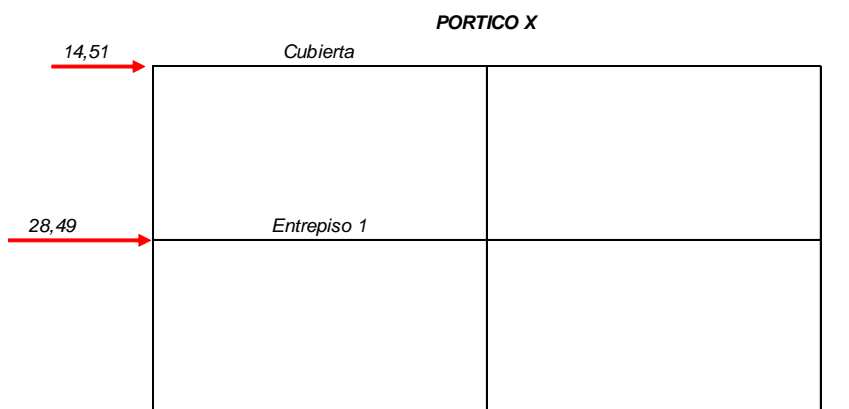


Figura 3.24: Distribución de fuerzas horizontales en dirección X; armadura electrosoldada.

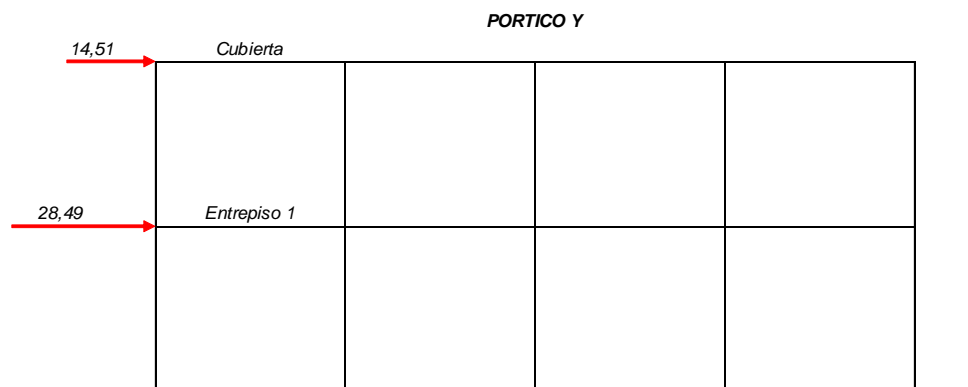


Figura 3.25: Distribución de fuerzas horizontales en dirección y; armadura electrosoldada.

3.1.1.7.1 Resultado del análisis estructural alternativa armadura electrosoldada

Se realizó el análisis estructural, considerando que los esfuerzos críticos tanto en vigas como columnas ocurren en los elementos propuestos en la sección 3.1.1.5.4. Se plantean las siguientes tablas para la verificación de capacidad a flexión y requisitos en ambas direcciones, mediante las cuales se plantea justificar el uso del mismo diseño estructural planteado en la alternativa de hormigón armado, considerando que el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es de $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ para armadura electrosoldada.

**Tabla LXXXIX: Verificación de capacidad a flexión y requisitos, pórtico X –
armadura electrosoldada.**

PORTICO X											
			Mu (ton.m)	Acero Continuo	Acero de Refuerzo	As (cm2)	ØMn (ton.m)	ØMn>Mu	M+ > 0.5M-	Mcontinuo> Mmax/4	
ENTREPISO 1	apoyo externo	M+	1,04	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,57	OK	OK		
		M-	1,04	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,57	OK			
	centro del vano (viga A-B)	M+	0,04	2 Ø 10			1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,04	2 Ø 10			1,57	1,09	OK		OK
	apoyo interno (viga A-B a B-C)	M+	0,95	2 Ø 10	1 Ø 10		2,36	1,57	OK	OK	
		M-	0,95	2 Ø 10	1 Ø 10		2,36	1,57	OK		
	centro del vano (viga B-C)	M+	0,05	2 Ø 10			2,36	1,57	OK		OK
		M-	0,05	2 Ø 10			2,36	1,57	OK		OK
apoyo externo	M+	1,04	2 Ø 10	1 Ø 10		2,36	1,57	OK	OK		
	M-	1,04	2 Ø 10	1 Ø 10		2,36	1,57	OK			
ENTREPISO 2	apoyo externo	M+	0,24	2 Ø 10			1,57	1,09	OK	OK	
		M-	0,24	2 Ø 10			1,57	1,09	OK		
	centro del vano (viga A-B)	M+	0,03	2 Ø 10			1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,03	2 Ø 10			1,57	1,09	OK		OK
	apoyo interno (viga A-B a B-C)	M+	0,17	2 Ø 10			1,57	1,09	OK	OK	
		M-	0,17	2 Ø 10			1,57	1,09	OK		
	centro del vano (viga B-C)	M+	0,04	2 Ø 10			1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,04	2 Ø 10			1,57	1,09	OK		OK
apoyo externo	M+	0,24	2 Ø 10			1,57	1,09	OK	OK		
	M-	0,24	2 Ø 10			1,57	1,09	OK			

**Tabla XC: Verificación de capacidad a flexión y requisitos, pórtico Y –
armadura electrosoldada.**

PORTICO Y										
			Mu (ton.m)	Acero Continuo	Acero de Refuerzo	As (cm2)	ØMn (ton.m)	ØMn>Mu	M+ > 0.5M-	Mcontinuo> Mmax/4
ENTREPISO 1	apoyo externo	M+	1,00	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,57	OK	OK	
		M-	1,7	2 Ø 10	1 Ø 16	3,58	2,25	OK		
	centro del vano (viga 4-5)	M+	0,68	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,13	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
	apoyo interno (viga 4-5 a 3-4)	M+	0,91	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,57	OK	OK	
		M-	1,72	2 Ø 10	1 Ø 16	3,58	2,25	OK		
	centro del vano (viga 3-4)	M+	0,37	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,22	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
	apoyo interno (viga 3-4 a 2-3)	M+	1,10	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,57	OK	OK	
		M-	1,52	2 Ø 10	1 Ø 16	3,58	2,25	OK		
	centro del vano (viga 2-3, C)	M+	0,49	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,01	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
	apoyo interno (viga 2-3 a 1-2)	M+	0,94	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,57	OK	OK	
		M-	1,56	2 Ø 10	1 Ø 16	3,58	2,25	OK		
	centro del vano (viga 1-2)	M+	0,52	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,06	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
apoyo externo	M+	1,16	2 Ø 10	1 Ø 10	2,36	1,57	OK	OK		
	M-	1,67	2 Ø 10	1 Ø 16	3,58	2,25	OK			
ENTREPISO 2	apoyo externo	M+	0,23	2 Ø 10		1,57	1,09	OK	OK	
		M-	0,53	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		
	centro del vano (viga 4-5)	M+	0,39	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,04	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
	apoyo interno (viga 4-5 a 3-4)	M+	0,18	2 Ø 10		1,57	1,09	OK	OK	
		M-	0,65	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		
	centro del vano (viga 3-4)	M+	0,09	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,02	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
	apoyo interno (viga 3-4 a 2-3)	M+	0,14	2 Ø 10		1,57	1,09	OK	OK	
		M-	0,34	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		
	centro del vano (viga 2-3, C)	M+	0,24	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,01	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
	apoyo interno (viga 2-3 a 1-2)	M+	0,11	2 Ø 10		1,57	1,09	OK	OK	
		M-	0,51	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		
	centro del vano (viga 1-2)	M+	0,28	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
		M-	0,04	2 Ø 10		1,57	1,09	OK		OK
apoyo externo	M+	0,24	2 Ø 10		1,57	1,09	OK	OK		
	M-	0,44	2 Ø 10		1,57	1,09	OK			

Por lo cual queda demostrado que el diseño a flexión propuesto para la alternativa de hormigón armado, satisface las demandas de momento flector obtenido del análisis estructural efectuado a la propuesta de armadura electrosoldada, según las normas **NEC-SE-VIVIENDA** y **NEC-SE-HM**.

De igual manera para el cálculo del refuerzo transversal en vigas se planteara el mismo diseño propuesto en la alternativa de hormigón, para lo cual se plantea justificar $\phi V_n \geq V_u$, siguiendo los pasos propuestos en el Gráfico 3.1 del presente proyecto.

El valor de ϕV_c será el mismo para la alternativa de hormigón armado, debido a que se ha propuesto la misma sección y no depende del valor de F_y , por lo cual $\phi V_c = 1900,91 \text{ Kg}$, mientras que los valores de cortante de entre piso son obtenidos del análisis estructural en SAP2000 efectuados a los elementos críticos y mostrados en la tabla 3.1.1.7.1.c.

Tabla XCI: Cálculo de cortante entre piso, armadura electrosoldada

Viga 1-2	Ubicación	Cortante (Ton.)
Entrepiso 2	Apoyos:	0,94
	Centro:	0,22
Entrepiso 1	Apoyos:	2,01
	Centro:	0,93

Como podemos observar para el entrepiso dos se cumple $\phi V_n \geq V_u$, mientras que para el entrepiso uno no se cumple dicha condición, por lo cual siguiendo con lo propuesto en el Gráfico 3.1, se procede a calcular el valor de V_s , obteniendo un valor de $V_s = 0,78 \text{ Ton}$, el cual debe ser menor a $1,1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$

$$\sqrt{f'c} * b_w * d$$

Ecu. 48

$$0,78 \text{ Ton} < 5,26 \text{ Ton}$$

Debido a que la diferencia que existe entre los cortantes de entre piso para las alternativas de hormigón armado y armadura electrosoldada es muy baja se adopta el acero de refuerzo transversal mínimo propuesto, a una separación $d/2$.

Por lo cual se adopta el mismo diseño a flexión propuesto en la alternativa de hormigón armado, con refuerzo transversal de diámetro de estribo de 8 mm separado cada 8 cm.

De igual manera se evaluara si el diseño propuesto para los elementos a compresión planteado en la alternativa de hormigón armado, satisface las solicitaciones de carga y combinaciones requeridas por los elementos a compresión que conforman la estructura de la alternativa armadura electrosoldada. Considerando como columna critica a la columna 1C, se plantean los diseños propuestos y los diagramas de interacción para evaluar el desempeño del elemento en base a las combinaciones de cargas.

✓ Dimensiones de columna entrepiso 2: 20 cm x 20 cm

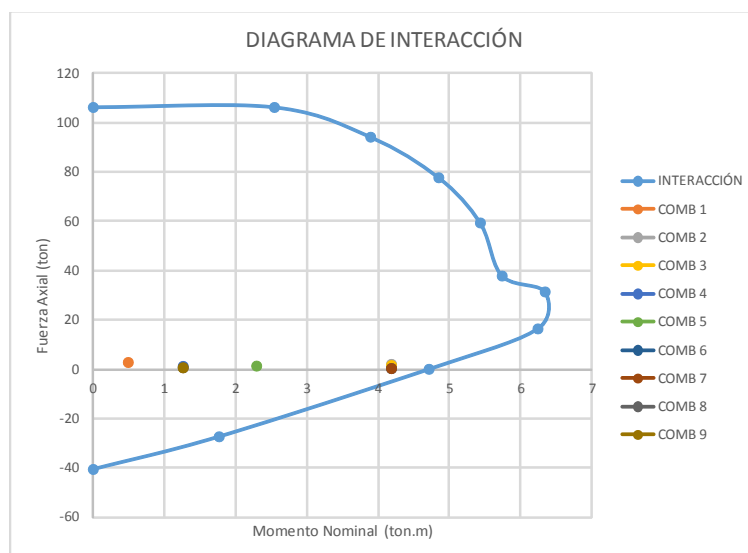
✓ Ag: 400 cm²

$$\checkmark \text{ As: } 400 \times 0,01 = 4 \text{ cm}^2$$

A fin de confinar el núcleo se utilizará 8 varillas de ϕ 10 mm distribuidas perimetralmente.

Gráfico 3.8: Diagrama de interacción; dimensión: 20x20, 8 varillas de ϕ 10 mm, armadura electrosoldada

	Fuerza Axial (TON)	Momento (TON.m)
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	106,203	0
	106,203	2,54023
	94,144	3,88843
	77,685	4,84328
	59,355	5,42614
	37,796	5,73072
	31,346	6,33347
	16,349	6,23305
	-0,029916	4,70732
	-27,423	1,76461
-40,68	0	
COMB 1	2,73	0,49
COMB 2	1,96	4,18
COMB 3	1,45	4,18
COMB 4	1,13	1,26
COMB 5	2,29	1,26
COMB 6	0,26	4,18
COMB 7	0,26	4,18
COMB 8	0,58	1,26
COMB 9	0,58	1,26



Dimensiones de columna entrepiso 1: 30 cm x 30cm:

$$\checkmark \text{ Ag: } 900 \text{ cm}^2$$

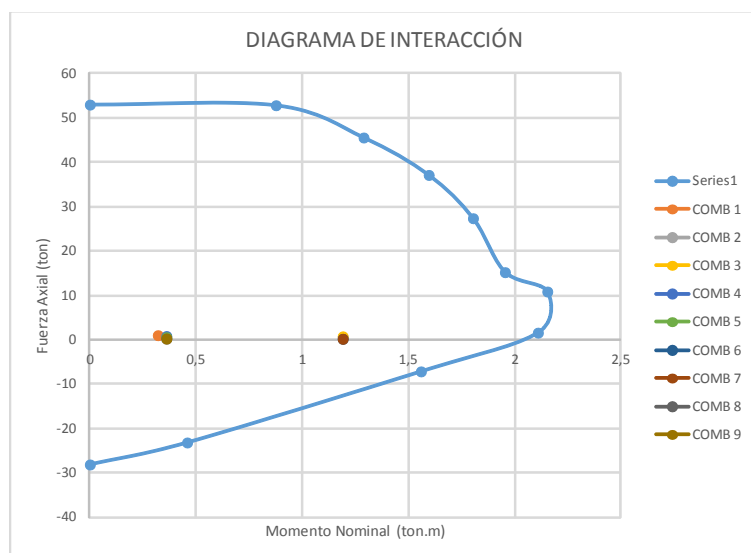
$$\checkmark \text{ As: } 900 \times 0,01 = 9 \text{ cm}^2$$

✓ Varillas necesarias de 12 mm: $9 \text{ cm}^2 / 1,13(\text{As } \Phi 10 \text{ mm}) = 7,96$

Se propone utilizar 8 varillas de $\phi 12 \text{ mm}$ distribuidas perimetralmente, teniendo el siguiente diagrama de interacción:

Gráfico 3.9: Diagrama de interacción; dimensión: 30x30, 8 varillas de $\phi 12 \text{ mm}$, armadura electrosoldada

	Fuerza Axial (TON)	Momento (TON.m)
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	52,873	0
	52,73	0,87547
	45,454	1,28803
	37,018	1,59469
	27,26	1,80318
	15,1	1,95348
	10,728	2,15282
	1,47	2,10874
	-7,2752739	1,55806
	-23,301	0,45762
-28,26	0	
COMB 1	0,89	0,32
COMB 2	0,48	1,19
COMB 3	0,63	1,19
COMB 4	0,69	0,36
COMB 5	0,42	0,36
COMB 6	0,075	1,19
COMB 7	0,075	1,19
COMB 8	0,13	0,36
COMB 9	0,13	0,36



Se observa que tanto para el gráfico 3.8 como el gráfico 3.9, los puntos de momento-carga axial que demandan las combinaciones propuestas, se ubican dentro del diagrama de interacción de los elementos propuesto, por lo cual el diseño propuesto para la alternativa de hormigón armado para el refuerzo longitudinal en columnas, resulta satisfactorio para la alternativa armadura electrosoldada y se acepta el diseño, esto se debe principalmente

al aumento de fluencia en el acero. De igual manera para el refuerzo transversal se adoptara el refuerzo mínimo propuesto. De esta manera queda justificado el mismo diseño planteado en la alternativa de hormigón armado para la alternativa armadura electrosoldada, el diseño de la losa y escalera serán los planteados en la primera alternativa ya que son diseños que dependen únicamente de las combinaciones de cargas ya propuestas y no se ven afectadas al uso de armadura electrosoldada.

Sin embargo la ejecución de esta alternativa se ve comprometida con la disponibilidad en el mercado de las secciones de acero electrosoldadas planteadas en los diseños, considerando a la empresa Ideal Alambrec como el mayor fabricante mundial independiente de productos elaborados de alambre de acero, se procede a evaluar los diseños en base a la disponibilidad de sus productos.

Por lo cual para las vigas de entrepiso 1, cubierta y vigas de cimentación, en donde el refuerzo transversal esta dado por varillas de ϕ 8 mm espaciadas cada 8 cm y varillas de 8 mm cada 5 cm a L/4 de la luz neta y 10 cm en el centro del vano respectivamente, se plantea el uso de refuerzo transversal de varillas de 6 mm de diámetro espaciadas cada 10 cm, para lo cual se plantea que $\phi V_{s1} > V_s$.

Se calcula ϕV_{s1} mediante la ecuación propuesta en el Gráfico 3.1, obteniendo un valor de 3,49 Ton mucho mayor a V_s y menor a; $1,1 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 5,26$ Ton, la cual es otra revisión requerida propuesta en el mismo Gráfico.

Debido a lo mencionado y a que en las armaduras electrosoldadas se trabaja con una fluencia mucho mayor a la planteada inicialmente la cual es $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, se acepta el cambio del refuerzo transversal. De igual manera el refuerzo transversal para los elementos a compresión del entrepiso 1 y el entrepiso 2, pasara de estar conformado por varillas de $\phi 8 \text{ mm}$ espaciadas cada 10 cm a varillas de $\phi 6 \text{ mm}$ espaciadas cada 10 cm, se adopta esta disposición basados en el análisis efectuado en la sección 3.1.1.5.7 del presente proyecto en donde se deduce que el uso de estribos en el elemento será únicamente para el confinamiento del núcleo.

Finalmente los refuerzos longitudinales para vigas y columnas se mantendrán en los propuestos en el diseño, ya que Ideal Alambrec dispone del servicio bajo pedido al por mayor, en donde considera el peso del elemento según la sección con una longitud de 6 m, el análisis de precios unitarios directo y el peso de la varilla, este análisis será efectuado en la sección 3.1.3.1 del presente proyecto.

3.1.1.8 Diseño de cimentación

Previo al diseño de la cimentación es necesario considerar lo estipulado en la **NEC-SE-GC**, la cual indica en el capítulo 7.1 que se considerara como cimentación superficial si la relación $Df/B \leq 4$.

Sabiendo que las zapatas aisladas son la solución más económica y común para el diseño de la cimentación de una columna, cuando existen cargas relativamente bajas (Cormac, 2010), se considera lo mencionado en la **NEC-SE-VIVIENDA**, en el capítulo 4.4 'Requisitos mínimos para zapatas aisladas', en donde se indica que:

'La profundidad entre la superficie del contrapiso y el fondo de la zapata debe ser de 1,0 m. la menor dimensión de la zapata debe ser de 1,0 m ó lo que se sustente con un diseño de cimentación y el espesor mínimo de la zapata debe ser de 15 cm'. (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2014, pág. 38)

Se procederá a adoptar un valor $Df = 1$, y el valor B ya propuesto en la sección 2.4 del presente proyecto será de 8. Obteniendo como resultado lo siguiente:

$1/8 = 0,125 \leq 4$ OK; cimentación superficial.

Por lo cual se trabajara con una cimentación superficial, compuesta por zapatas aisladas concéntricas cuadradas con declive.

3.1.1.8.1 Diseño de zapata

Del análisis estructural realizado en la alternativa 'Estructura de hormigón armado' se obtienen las reacciones planteadas en la tabla XCII correspondientes a la columna intersecada en los ejes 3-B, se consideran las reacciones obtenidas dentro de esta alternativa debido a que la estructura de hormigón armado contribuye con un mayor peso de elementos estructurales en comparación a la estructura de elementos de acero.

Tabla XCII: Reacciones usadas para el cálculo de B

DATOS	VALOR	UNIDAD
D	90	KN
L	32,1	KN
Sx	0	KN
Sy	2	KN

De la sección 2.3.1.4 del presente proyecto se obtiene que el valor de $q_u = 400 \text{ KN/m}^2$, y conociendo que el cálculo de la capacidad de carga admisible

bruta de cimentaciones superficiales requiere la aplicación de un factor de seguridad FS (Das, 1983), se plantea la siguiente relación.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad \text{Ecu. 49}$$

En donde el valor de FS estará dado por la tabla XCIII.

Tabla XCIII: Factores de seguridad indirectos mínimos para Cálculo de $q_{admisible}$

Fuente: NEC-SE-GC capítulo 6.2

CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Debido al bajo valor proporcionado por las reacciones del sismo en ambas direcciones obtenidas del análisis estructural, se escoge conservadoramente un valor de FS = 3,0. Obteniendo así un valor de $q_{admisible} = 133 \text{ KN/m}^2$.

Se trabajara con un valor de fluencia para el acero $F_y = 411,87 \text{ Mpa}$, y una resistencia del hormigón $F'_c = 20,59 \text{ Mpa}$. El valor de 'Pt' dado por la sumatoria de las cargas no mayoradas propuestas es de $P_t = 124,1 \text{ KN}$.

El área de la zapata estará dada por la relación entre las fuerzas que actúan sobre el suelo y la capacidad admisible del mismo, considerando el peso propio de la zapata sobre el terreno, al cual se lo considerara como un 10% de P_t . Debido a que se trabajara con una zapata cuadrada, el área será igual al cuadrado de sus lados, permitiendo expresar esta relación mediante la ecuación planteada a continuación:

$$B * B = \frac{1,1 * P_t}{q_{admisible}} \quad \text{Ecu. 50}$$

Obteniendo un valor de $B = 1,10$ m por lado para la zapata cuadrada, cumpliendo con lo establecido en la **NEC-SE-VIVIENDA**.

Para poder obtener el cortante último de diseño será necesario obtener el valor de la presión efectiva del suelo, el cual está dado por la relación entre, la combinación crítica de cargas actuantes en el suelo ' P_u ' y el área de la zapata, por lo cual se escoge el máximo valor obtenido de las combinaciones, el mismo que estará dado por la combinación 1: **1,2D + 1,6L**; con un valor de 159,36 KN.

Se utiliza conservadoramente un valor de $P_u = 186,15$ KN, el cual está dado por la multiplicación de un factor de seguridad obtenido de la relación de la

carga de diseño y la carga de la combinación crítica el cual es 1,28, pero se adopta 1,5 por criterios de diseño. Obteniendo un valor de $\delta_u = 153,84 \text{ KN/m}^2$.

Para poder cumplir con las verificaciones de diseño planteadas por el **ACI-318-11**, es necesario asumir un valor del peralte de la zapata, basado en lo propuesto por la **NEC-SE-VIVIENDA**, donde se indica que el valor del espesor mínimo que se debe diseñar una zapata es de 15 cm, se asume un valor de espesor $e = 40 \text{ cm}$ y un recubrimiento entre la superficie de la zapata y el acero de refuerzo a calcular de 9 cm, ya que se trabajara con una zapata de sección cuadrada con declive, se detallan los valores de b_o , y el valor de 'd1', que será el peralte a usar en las revisiones planteadas por el ACI.

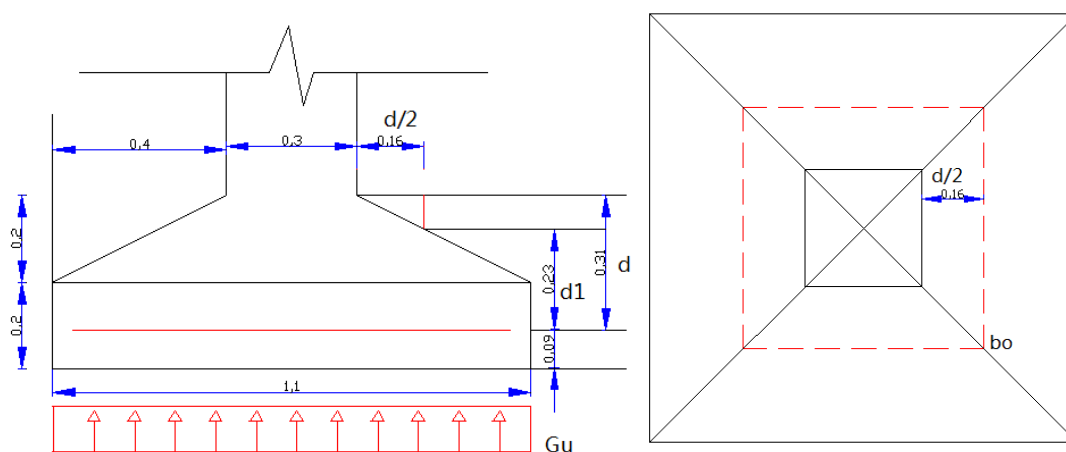


Figura 3.26: Sección de zapata; descripción de: 'd/2', 'd1', 'd', 'bo'

El valor de b_o está dado por la suma de los 4 lados de la sección crítica planteada, en donde se observa claramente que cada lado de la sección

corresponde a la cara de la columna más el peralte 'd', en donde 'd' es el resultado de la sustracción entre el espesor propuesto y el recubrimiento planteado.

Finalmente se obtiene un cortante último de diseño mediante la fórmula planteada por Mc. Cormac en el capítulo 12.6 de 'Diseño de concreto reforzado'. La cual se plantea a continuación.

$$V_{u=\delta_U} * (A - A_o) \quad \text{Ecu. 51}$$

Obteniendo un resultado de $V_u = 128,91$ KN, el cual deberá cumplir por lo especificado en **ACI-318-11** capítulo 11.11.2.1, en donde se indica que $V_u \leq \phi V_c$, y el valor escogido de ϕV_c deberá ser el menor entre los siguientes planteados:

$$V_c = 0,17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{F'_c} * b_o * d_1 \quad \text{Ecu. 52}$$

$$V_c = 0,083 * \left(\frac{\alpha_s * d_1}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{F'_c} * b_o * d_1 \quad \text{Ecu. 53}$$

$$V_c = 0,33\lambda * \sqrt{F'_c} * b_o * d_1 \quad \text{Ecu. 54}$$

Resolviendo el valor de V_c para las tres ecuaciones planteadas se obtiene que el menor valor es el propuesto por el literal 3, con un valor de $V_c = 849,48$ KN, el valor del coeficiente de reducción de resistencia $\phi = 0,75$, se encuentra planteado **ACI-318-11** capítulo 8.

Comparando el valor de $V_u = 128,91$ KN contra el valor obtenido de $\phi V_c = 637,11$ KN, se puede considerar que el diseño de cortante en dos direcciones es satisfactorio.

Otra verificación solicitada por el **ACI-318-11** es el cortante como viga, para lo cual se procede a calcular la carga lineal inducida sobre el elemento 'Wu', la cual estará dada por la ecuación:

$$W_u = \delta_u * L \quad \text{Ecu. 55}$$

Se obtiene una carga lineal distribuida de $W_u = 168,23$ KN/m, para poder evaluar el cortante como viga se procede a obtener otro valor de cortante último el cual estará dado por la multiplicación de la carga lineal previamente obtenida y un valor 'x' que será el ancho de influencia que se considerara para evaluar la zapata como una viga.

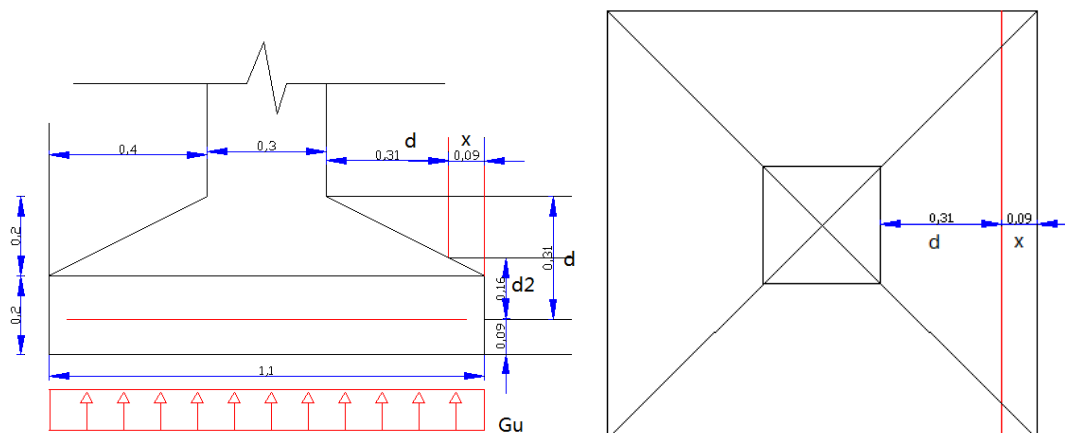


Figura 3.27: Sección de zapata; descripción de: 'x', 'd2', 'd'.

De donde se obtiene un valor de cortante último $V_u = 16,08$ KN, el cual deberá ser comparado por el valor de ϕV_n planteado por el **ACI-318-11** en el capítulo 11.11.3.1, en donde se indica que el valor de ϕV_n debe calcularse con la ecuación 11.2 de la norma en mención la cual establece lo siguiente:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \text{Ecu. 56}$$

En donde:

- ✓ ϕV_c : No deberá tomarse mayor a $0,75 * 0,17 * \lambda * \sqrt{F'c} * b_o * d$, y el valor 'd' a usar será el peralte efectivo 'd2'.

- ✓ ϕV_s : De acuerdo a lo mencionado en el capítulo 11.4.6.1 del ACI-318-11, no deberá colocarse un área mínima de refuerzo para cortante por lo cual el valor de $\phi V_s=0$.
- ✓ ϕV_n : Según lo planteado en el capítulo 11.11.3.2 del ACI-318-11, no deberá exceder a $0,75 * 0,5 * \sqrt{f'c} * b_o * d$.

El valor obtenido de $\phi V_n = \phi V_c = 218,81$ KN es mucho mayor al de $V_u = 16,08$ KN, por lo cual cumple con la verificación de cortante como viga, adicional se verifica $V_u \leq \phi V_c/2$, para corroborar que no es necesario el uso de refuerzo para cortante; $\phi V_c/2 = 109,40$ KN $> V_u$; OK.

Se procede a calcular la cuantía de acero necesario para el elemento, para lo cual es necesario obtener el momento último, el mismo que estará dado por:

$$M_u = \frac{W_u * L_v^2}{2} \quad \text{Ecu. 57}$$

Se obtiene un momento último de $13,54$ KN*m, utilizando la fórmula planteada para el momento nominal y despejando el valor de ρ correspondiente a la cuantía de acero se obtiene:

$$\rho = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,62 * M_u}{Bd^2 f'c}} \right) * \frac{f'c}{1,15 * f_y} \quad \text{Ecu. 58}$$

La cuantía obtenida es de $\rho=0,0003$, menor a la establecida por la **NEC-SE-VIVIENDA** en el capítulo 4.4, con un valor de $\rho=0,0018$. Por lo cual se diseña en base al acero mínimo, con un área de acero mínimo de 613,8 mm².

Se adoptan 8 varillas de ϕ 10 mm por 92 cm de largo en ambas direcciones, separadas cada 14 cm, cumpliendo con lo establecido en el **NEC-SE-VIVIENDA** capítulo 4.4, donde se indica que:

‘La distancia máxima entre barras paralelas debe ser menor ó igual que 3 veces el espesor de la zapata pero no mayor que 30 cm ó lo que indique el diseño de la cimentación’. (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2014, pág. 38)

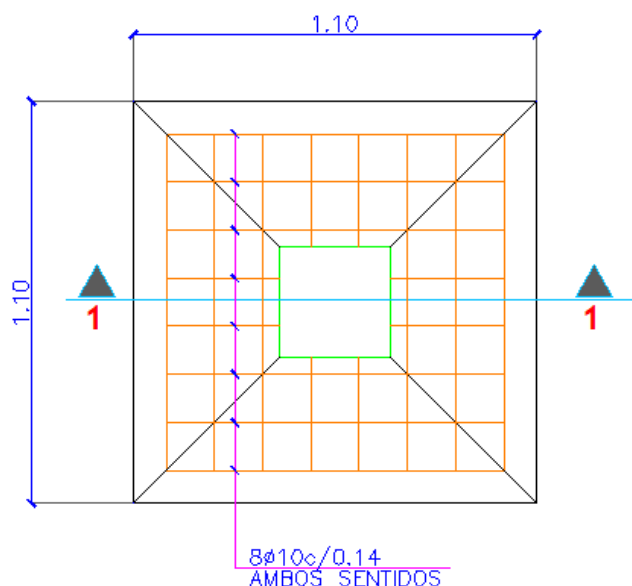


Figura 3.28: Detalle armado de zapata.

3.1.1.8.2 Diseño de riostra

Se diseñaran riostras de sección cuadradas, cuya dimensión estará dada por la tabla de altura y espesores mínimos para vigas o losas nervadas en una dirección, propuesta en la sección 9.5.2.1 del **ACI-318-11**, considerando al elemento como 'simplemente apoyado', y con una longitud critica entre apoyos de 4 m la cual es considerada del sentido x.

Se obtiene una altura de sección de $h = 20$ cm, debido a que se considera un elemento simétrico se plantea $h = b$; en donde 'b' es el ancho de la sección. Según lo planteado en el **ACI-318-11** en la sección 7.7.7, el recubrimiento mínimo para el elemento es de 4 cm, por lo cual se obtiene un peralte 'd' = 16 cm.

Al considerarse un elemento de conexión, será necesario cumplir únicamente con el acero mínimo requerido por la sección. Se obtiene un área de acero mínimo de 1,056 cm², al ser posible cubrir esta demanda de acero con 2 varillas de ϕ 10 mm cuya área es de 1,57 cm², se recalcula el valor de la cuantía de acero obtenida, adicional a esto se calcula el valor del momento nominal.

Tabla XCIV: Cálculo del momento nominal ϕM_n para la sección planteada

fy:	4200 kg/cm ²
f'c:	210 kg/cm ²
ancho (b):	20 cm
peralte(d):	16 cm
As:	1,57 cm ²
Cuantia:	0,00491
w:	0,09818
ϕM_n	89499,2 Kg.cm
ϕM_n	0,89 Ton.m

Se plantea el modelado de las vigas de cimentación en SAP 2000 tanto en el sentido x como en el sentido y, poder obtener los valores máximos de momento y cortantes actuantes en el elemento, sometido a la carga $P_u = 186,15$ KN, obtenida del análisis y diseño de la zapata en la sección anterior, en donde se muestra el siguiente diagrama de momento flector.

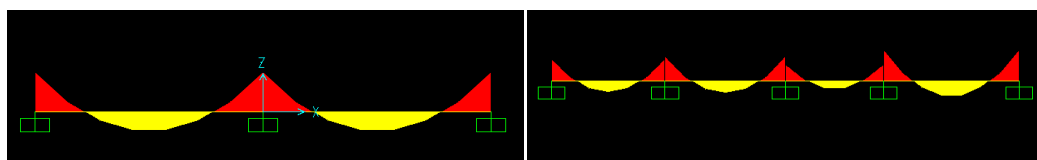


Figura 3.29: Modelación de vigas en SAP2000 sentido 'x'; modelación de vigas en SAP2000 sentido 'y'.

Del análisis estructural en SAP 2000 se obtuvo los momentos máximos generados en el sentido x de la riostra A-B, y los momentos máximos generados en el sentido y de la riostra 4-5, los cuales son considerados

como momentos críticos de diseño, para el diseño se consideran los valores opuestos a los generados por el software, debido a que la fuerza P_u actúa en sentido contrario a la cual fue ingresada.

**Tabla XCV: Momentos flectores en viga de cimentación A-B sentido x;
momentos flectores en viga de cimentación 4-5 sentido y**

Sentido X; vigas A-B	Ubicación	Momento (Ton.m)
Momento Positivo	Apoyo:	0,032
Momento Negativo	Centro:	0,016
Sentido Y; vigas 4-5	Ubicación	Momento (Ton.m)
Momento Positivo	Apoyo:	0,026
Momento Negativo	Centro:	0,012

El momento nominal obtenido es de 0,89 Ton, mucho mayor a los generados en el modelo estructural de 0,032 Ton en los apoyos y 0,016 Ton en el centro para el sentido x; mientras que en el sentido y es de 0,026 Ton en los apoyos y 0,012 Ton en el centro. Por lo cual nuestra sección no requiere de refuerzo longitudinal.

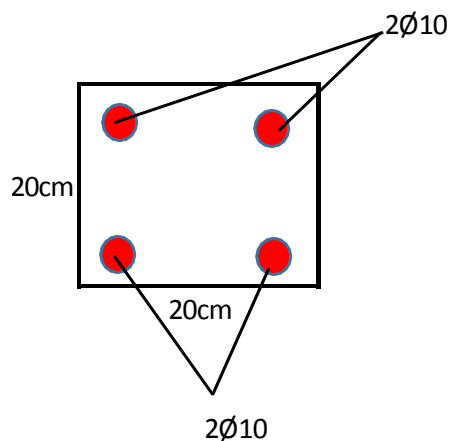


Figura 3.30: Detalle del acero longitudinal de la viga de cimentación.

Del análisis estructural en SAP 2000 se obtienen los valores de cortante actuantes sobre el elemento en ambas direcciones, tanto en el apoyo como en el centro, los cuales servirán para evaluar el diseño del refuerzo transversal.

Tabla XCVI: Cortante en viga de cimentación A-B sentido x; cortante en viga de cimentación 4-5 sentido y

Sentido x	Ubicación	Cortante (Ton.)
Viga A-B	Apoyos:	0,058
	Centro:	0,001
Sentido Y	Ubicación	Cortante (Ton.)
Viga 4-5	Apoyos:	0,0510
	Centro:	0,0013

Con los datos de la sección calculada, procedemos a calcular el valor de ϕV_c .

Tabla XCVII: Cálculo de ϕV_c en riostra

fy:	4200 kg/cm ²
f'c:	210 kg/cm ²
ancho (b):	20 cm
peralte(d):	16 cm
ϕV_c:	1843,30 Kg

Se observa que los valores de V_u obtenidos del análisis estructural son mucho menores a ϕV_c , se verifica $\phi V_c/2 \geq V_u$, el cual da como resultado un cortante de 0,92 Ton lo que indicaría según el **ACI-318-11**, que el elemento a diseñar no requiere estribos. Se plantea el uso de refuerzo mínimo a cortante, según la ecuación 8.

Se procede a calcular el valor de 's' con un $A_{vmin} = 1,005 \text{ cm}^2$, de donde se obtiene $s = 234 \text{ cm}$, sin embargo cumpliendo con lo establecido en la sección 5.2 de la norma en mención, se estribara la viga de cimentación con varillas de 8 mm y con un espaciamiento de 5 cm en una distancia de la cuarta parte de la luz libre ($l/4$) y cada 10cm el resto de la viga. Finalmente, se obtendrá una altura de pedestal de cimentación de 40 cm dentro del desplante propuesto, el refuerzo longitudinal de la columna deberá ser desarrollado dentro de esta longitud al igual que el refuerzo transversal.

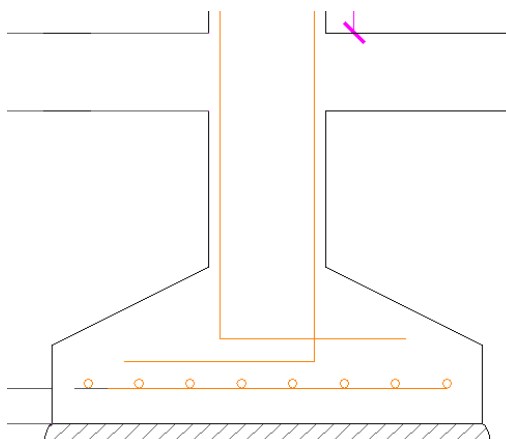


Figura 3.31: Detalle; zapata-pedestal-riosteira.

3.1.1.9 Diseño de Cubierta

Puesto que la cubierta constituye un elemento común de las tres alternativas propuestas, se realizará un solo diseño, con una pendiente del 15% a dos aguas.

La particularidad de estos elementos es que al estar ubicados en vigas inclinadas, reciben flexión en ambos ejes, es por esto que para verificar su capacidad a flexión, se procederá a utilizar la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1,00$$

Ecu. 59

Los largueros se ubicaran en dirección Y, y su modelo estructural será el de una viga simplemente apoyada.

Tabla XCVIII: Cargas de diseño para largueros

	espesor(m)	Peso específico (Kg/m ³)	Carga por metro Cuadrado (kg/m ²)	CARGAS QUE ACTUAN EN LOSA
Losa de Compresión	0,05	2.400,00	120,00	
Steel panel	0,15	2.400,00	108,00	
Cerámica(incluye contrapiso)	0,06	1.800,00	108,00	
Paredes(estimado)			150,00	
Ductos y enlucidos (estimado)			40,00	
Elementos estructurales			150,00	
Chapa ondulada de fibrocemento (8mm de espesor)			20,00	X
Carga Muerta Total (Kg/m²):				20
Carga Viva (Kg/m²):				50
Combinación 1 (kg/m²)				104

El larguero trabajará de acuerdo al siguiente diagrama de cuerpo de libre:

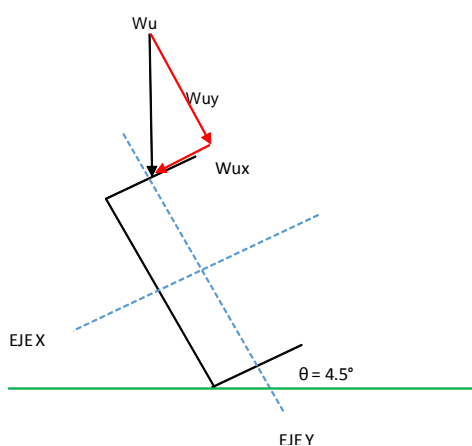


Figura 3.32: Diagrama de cuerpo libre del larguero.

Los largueros se colocarán espaciados cada metro, siendo este su ancho de influencia, es por esto que su carga W_u será igual a 104 Kg/m y las cargas de los ejes “x” y “y” se muestran a continuación:

$$W_{ux} = W_u \text{ Sen}\theta = 15,4 \text{ kg/m} \quad \text{Ecu. 60}$$

60

$$W_{uy} = W_u \text{ Cos}\theta = 102,9 \text{ kg/m} \quad \text{Ecu. 61}$$

61

Para el cálculo de momentos alrededor de cada eje, tomaremos la luz mayor del eje “Y” del sistema estructural 3,50 m.

$$M_{uy} = \frac{W_{ux} L_n^2}{8} = \frac{15,4 (3,5)^2}{8} = 23,58 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Ecu. 62}$$

$$M_{ux} = \frac{W_{uy} L_n^2}{8} = \frac{102,9 (3,5)^2}{8} = 157,56 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \text{Ecu. 63}$$

Tabla XCIX: Prediseño de larguero

Wu	157,56 kg/m
Wu	1,58 Kg/cm
Ln	350,00 cm
Mu	200,13 kg.m
Mu	20.013,00 Kg.cm
Fy	2.530,00 kg/cm ²
E	2.100.000,00 Kg/cm ²
Z requerido	7,91 cm ³
Z requerido	0,48 pulg ³

El perfil a seleccionar para este tipo de elementos son perfiles tipo G, se utilizará un perfil DIPAC G100X50X15X2. A continuación se procede a verificar los momentos capacidad de la sección propuesta y a verificar el cumplimiento de la ecuación de interacción propuesta. A fin de simplificar los cálculos, los perfiles G serán analizados como canales.

Tabla C: Momento nominal resistente (eje x)

Momento resistente de Larguero (eje X)	
h	10,00 cm
b	5,00 cm
t	0,20 cm
Z	12,30 cm ³
λ_{alma}	50,00
λ_{ala}	25,00
E	2.100.000,00 kg/cm ²
fy	2.530,00 kg/cm ²
$\lambda_{p\ alma}$	108,33
$\lambda_{p\ ala}$	11,24
$\lambda_{r\ alma}$	164,22
$\lambda_{r\ ala}$	28,81
$\lambda\ alma < \lambda_{p\ alma}$	Alma Compacta
$\lambda\ ala < \lambda_{p\ ala}$	Ala No Compacta
$\phi_b M_p$	28.007,10 kg.cm
$\phi_b M_p$	0,28 Ton.m
Pandeo Local del ala	72.503,17 kg.cm
	0,73 Ton.m
ϕM_{nx}	0,28 Ton.m

Tabla CI: Momento nominal resistente (eje y)

Momento resistente de Larguero (eje Y)	
h	15 cm
b	5 cm
t	0,2 cm
Z	2,66 cm ³
λ_{alma}	50,00
λ_{ala}	25,00
E	2100000,00 kg/cm ²
fy	2530,00 kg/cm ²
$\lambda_{p\ alma}$	108,33
$\lambda_{p\ ala}$	11,24
$\lambda_{r\ alma}$	164,22
$\lambda_{r\ ala}$	28,81
$\lambda\ alma < \lambda_{p\ alma}$	Alma Compacta
$\lambda\ ala < \lambda_{p\ ala}$	Ala No Compacta
$\phi_b M_p$	6056,82 kg.cm
$\phi_b M_p$	0,0606 Ton.m
Pandeo Local del ala	6065,58 kg.cm
	0,0607 Ton.m
ϕM_{ny}	0,0607 Ton.m

Una vez calculados los momentos nominales resistidos por la sección propuesta, se procede a comprobar la ecuación de interacción:

Tabla CII: Ecuación de interacción de larguero propuesto

Ecuación de Interacción				
ϕM_{nx} (Ton.m)	ϕM_{ny} (Ton.m)	M_{ux} (Ton.m)	M_{uy} (Ton.m)	$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1,0$
0,28	0,0607	0,20	0,0125	0,921

El valor obtenido es muy cercano a la unidad, lo que denota que el perfil seleccionado cumple con las demandas de carga solicitadas pero no presenta sobredimensión.

Los largueros se apoyarán sobre vigas de cubierta, estas vigas estarán apoyadas directamente sobre los pórticos en dirección x. Las vigas de cubierta, serán modeladas como vigas simplemente apoyadas recibiendo las reacciones de los largueros, la reacción de cada larguero será igual al cortante generado por el mismo, fuerza que es igual a:

$$R = V = \frac{W_u L_n}{2} = \frac{104 (3,5)^2}{2} = 637 \text{ kg} \quad \text{Ecu. 64}$$

El modelo estructural, se muestra a continuación:

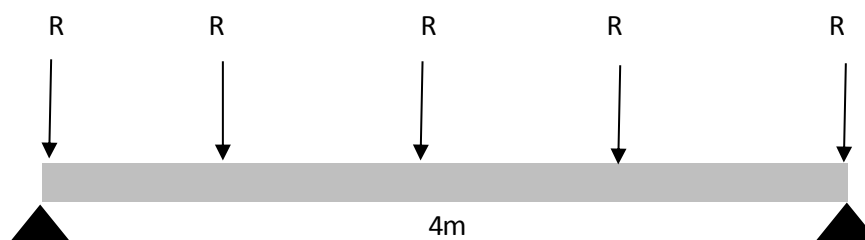


Figura 3.33: Modelo estructural de vigas de cubierta

La viga fue modelada en el software SAP 2000, las fuerzas obtenidas fueron las siguientes:

$$\checkmark V_u = 1022 \text{ Kg}$$

$$\checkmark M_u = 1340 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

La sección a utilizar en vigas de cubierta, será al igual que en la sección de estructura metálica, vigas tipo cajón formadas por dos perfiles DIPAC tipo U.

Tabla CIII: Prediseño de vigas de cubierta

Mu	1.340,00 kg.m
Mu	134.000,00 Kg.cm
Fy	2.530,00 kg/cm ²
E	2.100.000,00 Kg/cm ²
Z requerido	52,96 cm ³
Z requerido	3,23 pulg ³

Se procede a seleccionar un perfil armado con 2 DIPAC U 125X50X4, la resistencia nominal de la sección propuesta, es la siguiente:

Tabla CIV: Momento capacidad de viga de cubierta propuesta

Momento resistente de Viga de Cubierta	
h	12,50 cm
b	10,00 cm
t	0,40 cm
Z	73,94 cm ³
λalma	31,25
λala	25,00
E	2.100.000,00 kg/cm ²
fy	2.530,00 kg/cm ²
λ_p alma	69,72
λ_p ala	32,27
λ_r alma	164,22
λ_r ala	40,33
λ alma < λ_p alma	Alma Compacta
λ ala < λ_p ala	Ala Compacta
$\phi_b M_p$	168.371,99 kg.cm
$\phi_b M_p$	1,68 Ton.m

Tabla CV: Cortante capacidad de las vigas de cubierta propuestas

Viga de Cubierta		
h	12,50	cm
b	10,00	cm
t	0,40	cm
h_v	11,30	cm
t_w	0,40	cm
A_w	4,52	cm ²
fy	2.530,00	kg/cm ²
cv	1,00	
$\phi_v V_n$	10.292,04	Kg
$\phi_v V_n$	10,29	Ton
V_u	1.022,00	Ton
$\phi_v V_n > V_u$		

Tal como se muestra en las tablas, la capacidad de las vigas de cubierta cumple con las solicitaciones de carga. Adicionalmente, se procederá a colocar templadores para fijar los largueros de la cubierta, el detalle de estos elementos se especifica en los planos anexos al proyecto

3.1.2 Elaboración de documentos

Una vez concluido con el análisis y diseño de las tres alternativas planteadas, se procederá a realizar la elaboración de los documentos necesarios para evaluar la alternativa más factible. Será necesario para esto la generación de planos estructurales, en donde se detalle con claridad cada elemento estructural que conformara la estructura. Una vez elaborado los planos estructurales se procederá a la obtención de cantidades de cada material que conforma la estructura, y de esta manera podremos llegar a un estudio presupuestario de cada alternativa.

3.1.3 Estudio presupuestario

Obtenidas las cantidades necesarias para el estudio presupuestario en la sección 3.1.2 del presente proyecto, se realizará el presupuesto individual para cada alternativa planteada.

Tabla CVI: Listado de rubro estructura de hormigón armado

PRELIMINARES
Limpieza y desbroce
Trazado y replanteo
Excavacion a maquina
Relleno y compactacion manual
ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO Y CUBIERTA METALICA
Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (provisión, conf y colocación)
Hormigón de Replanteo $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$
Hormigón Premezclado en Plintos $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ Incluye encofrado
Hormigón Premezclado en Vigas de cimentacion $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ Incluye encofrado
Hormigón Premezclado para Contrapiso $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
Hormigón premezclado en columna P.A. de $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ Inc. Encofrado
Hormigón premezclado en columna P.B. de $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ Inc. Encofrado
Hormigón premezclado en escalera $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ Inc. Encofrado
Hormigón premezclado en losa incluido nervios $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ (Inc. Encofrado)
Hormigón premezclado en viga de losa $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ Inc. Encofrado
Hormigón premezclado en viga de cubierta $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ Inc. Encofrado
Malla Electrosoldada armex U-106
Acero estructural de cubierta
Desalojo de material

Tabla CVII: Listado de rubros estructura de acero estructural

PRELIMINARES
Limpieza y desbroce
Trazado y replanteo
Excavacion a maquina
Relleno y compactacion manual
ESTRUCTURA ACERO ESTRUCTURAL Y CUBIERTA METALICA
Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (provisión, conf y colocación)
Hormigón de Replanteo $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$
Hormigón Premezclado en Plintos $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ Incluye encofrado
Hormigón Premezclado en Vigas de cimentacion $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ Incluye encofrado
Hormigón Premezclado para Contrapiso $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
Hormigón premezclado en losa $F'c=210 \text{ Kg/cm}^2$ incuye plancha galvanizada
Malla Electrosoldada armex U-106
Acero estructural en columnas vigas y escalera.
Acero estructural de cubierta
Desalojo de material

Tabla CVIII: Listado de rubros armadura electrosoldada

PRELIMINARES
Limpieza y desbroce
Trazado y replanteo
Excavación a máquina
Relleno y compactación manual
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN Y ARMADURA ELECTROSOLDADA
Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y=4200$ kg/cm ² (provisión, conf y colocación)
Hormigón de Replanteo $f'c= 140$ kg/cm ²
Hormigón Premezclado en Plintos $f'c= 210$ kg/cm ² Incluye encofrado
Hormigón Premezclado en Vigas de cimentación $f'c= 210$ kg/cm ² Incluye encofrado
Hormigón Premezclado para Contrapiso $f'c=210$ kg/cm ²
Hormigón premezclado en columna P.A. de $f'c= 210$ kg/cm ² Inc. Encofrado
Hormigón premezclado en columna P.B. de $f'c= 210$ kg/cm ² Inc. Encofrado
Hormigón premezclado en escalera $f'c= 210$ kg/cm ² Inc. Encofrado
Hormigón premezclado en losa incluido nervios $f'c= 210$ kg/cm ² (Inc. Encofrado)
Hormigón premezclado en viga de losa $f'c= 210$ kg/cm ² Inc. Encofrado
Hormigón premezclado en viga de cubierta $f'c= 210$ kg/cm ² Inc. Encofrado
Armadura electrosoldada 15x15 varillas 10mm
Armadura electrosoldada 25x25 varillas 12mm
Malla Electrosoldada armex U-106
Acero estructural de cubierta
Desalojo de material

3.1.3.1 Análisis de precio unitario 'APU'

Se define como análisis de precios unitarios al costo de una actividad por unidad de medida escogida. Usualmente se compone de una valoración de los materiales, la mano de obra, equipos y herramientas (Martínez, 2011).

Los valores de tarifa adoptados para los equipos y materiales fueron tomados de una base de datos proporcionados por la empresa AYJ CORPORATION y se encuentran anexados al presente proyecto, los valores para jornal por hora de mano de obra fueron tomados de la base de datos de salarios de la

contraloría general del estado, mientras que los rendimientos adoptados para mano de obra y equipos fueron tomados en base a valores predominantes para esa actividad, establecida en APU que sirvieron de apoyo para la generación de este estudio presupuestario. Se adoptara un valor del 20% del subtotal generado por la suma de costo de equipos, mano de obra, materiales y transporte, para 'indirectos y utilidad', mientras que se adoptara un valor del 0% para 'otros costos indirectos'. Siendo el precio unitario ofertado por rubro la suma del subtotal de costos de equipos, mano de obra, materiales y transportes, mas el 20% de indirectos y utilidad.

Dentro del análisis de precios unitarios de la alternativa de armadura electrosoldada, se consideran los rubros armadura electrosoldadas 15x15 varillas de 10mm y armadura electrosoldada 25x25 varillas de ϕ 12 mm mencionados en la sección 3.1.1.7.1 del presente proyecto, el cálculo del valor del costo del material se lo realizo en base al catalogo de productos – reforzamiento de hormigón de Ideal Alambrec, en donde se propone lo siguiente:

✓ **Armadura electrosoldadas 15x15 varillas de ϕ 10 mm.**

Conformada por 4 varillas $\phi = 10$ mm de 6m de longitud + 60 estribos $\phi = 6$ mm espaciados cada 10 cm.

Por lo cual una sección de 6 m de longitud posee un peso de 22,8 Kg, considerando el costo propuesto en el análisis por precio unitario directo planteado en el catálogo de productos – reforzamiento de hormigón de Ideal Alambrec cuyo valor es de \$1,27/unidad, y el precio estándar de varilla propuesto en el catalogo cuyo valor es de \$0,89, se obtiene que una armadura electrosoldada de 15 x 15 con varillas de 10 mm y estribos de 6 mm espaciados cada 10 cm, tendría un costo de \$25,77/unidad.

✓ **Armadura electrosoldadas 25x25 varillas de ϕ 12 mm.**

Conformada por 6 varillas $\phi = 12$ mm de 6 m de longitud + 60 estribos $\phi = 6$ mm espaciados cada 10 cm + 60 vinchas $\phi = 6$ mm espaciadas cada 10 cm.

Por lo cual una sección de 6m de longitud posee un peso de 48,18 kg, considerando el costo propuesto en el análisis por precio unitario directo planteado en el catalogo de productos – reforzamiento de hormigón de Ideal Alambrec cuyo valor es de \$1,27/unidad, y el precio estándar de varilla propuesto en el catalogo cuyo valor es de \$0,89, se obtiene que una armadura electrosoldada de 25 x 25 con varillas de ϕ 12 mm y estribos de ϕ 6 mm espaciados cada 10 cm, tendría un costo de \$54,46/unidad.

Es necesario aclarar que para las armaduras propuestas no se está considerando el 100% de las varillas longitudinales propuestas en el diseño,

por lo cual las varillas faltantes deberán ser completadas con varillas longitudinales corrugadas al momento de la elaboración de la estructura en obra a fin de cumplir con lo propuesto en el diseño, esto aplica de igual manera para los refuerzos longitudinales en vigas.

El análisis de precios unitarios para cada estructura se encuentra en el anexo 3 del presente proyecto.

El objetivo del proyecto se encuentra basado únicamente en el planteamiento de tres alternativas estructurales, sin embargo para poder estimar el global de construcción de la alternativa escogida, se propuso una planta arquitectónica basada en el área de estudio, lo cual nos permitió obtener el costo aproximado de ejecución de la vivienda en un 100%, es decir incluyendo la infraestructura, las instalaciones eléctricas y sanitarias pertinentes.

Debido a que el objetivo del proyecto no contempla la elaboración de planos eléctricos y sanitarios, se procedió a obtener los valores de precios unitarios para cada rubro que conforman el presupuesto de instalaciones eléctricas y sanitarias presentadas en los anexos a partir de la sección de costos unitarios de la revista de diseño, arquitectura y construcción 'DOMUS', para los rubros que no pueden ser cuantificados debido a la inexistencia de dichos planos se ha considera un valor por metro lineal correspondiente a la mayor

distancia de la vivienda mientras que para los rubros que si pueden ser cuantificados mediante los planos arquitectónicos propuestos se considero el valor real, obteniendo así el costo final de cada presupuesto.

3.1.3.2 Presupuesto

En base a los planos del anexo 2 y en complemento con el estudio de precios unitarios de cada rubro que conforma la ejecución de las alternativas propuestas, se procede a realizar 3 presupuestos individuales, los cuales son presentados en el anexo 4 del presente proyecto, de donde se obtienen los siguientes valores para cada alternativa propuesta:

- ✓ Presupuesto hormigón armado: \$ 15.745,12.
- ✓ Presupuesto acero estructural: \$ 28.174,34.
- ✓ Presupuesto armadura electrosoldada: \$ 13.681,25.

Siguiendo lo mencionado en la sección 2.2.2 del presente proyecto en donde se plantea la conformación de la lotización por un total de 295 lotes, el valor global de la ejecución del proyecto estará dado por los siguientes valores para cada alternativa:

- ✓ Estructura de hormigón armado: \$ 4.644.809,65.
- ✓ Estructura acero: \$ 8.311.431,62.
- ✓ Estructura armadura electrosoldada: \$ 4.035.969,55.

Considerando lo propuesto en el análisis de precios unitarios referente a los presupuestos de infraestructura, instalaciones eléctricas y sanitarias de la vivienda, se estima un costo aproximado de:

- ✓ Presupuesto de la infraestructura: \$ 21.053,23.
- ✓ Presupuesto instalaciones eléctricas y sanitarias: \$ 9.208,03.

3.1.3.3 Cronograma constructivo

Posterior a la elaboración de presupuestos, se analizará el factor tiempo durante el proceso de construcción de las viviendas para cada alternativa, para lo cual se usará el software de administración de proyectos 'Microsoft Project 2013'.

Utilizando los recursos establecidos en el análisis de precios unitarios, las actividades propuestas en el estudio presupuestario, y considerando la

relación entre el rendimiento y la cantidad del rubro a ejecutar como factor tiempo, se plantean los siguientes cronogramas:

Tabla CIX: Cronograma estructura de hormigón armado

NOMBRE DE LA TAREA	DURACION
INICIO ESTRUCTURA DE HORMIGON	21 días
PRELIMINARES	4 días
Limpieza y desbroce	1 día
Trazado y replanteo	1 día
Excavacion a maquina	1 día
Relleno y compactacion manual	1 día
ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO Y CUBIERTA METALICA	17 días
Hormigón de Replantillo f 'c= 140 kg/cm2	1 día
Desalojo de material	17 días
Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 kg/cm2	16 días
Hormigón Premezclado en Plintos f 'c= 210 kg/cm2 Incluye encofrado	2 días
Hormigón Premezclado en Vigas de cimentacion f 'c= 210 kg/cm2 Incluye encofrado	2 días
Hormigón Premezclado para Contrapiso f'c=210 kg/cm2	1 día
Hormigón premezclado en columna P.B. de f'c= 210 kg/cm2 Inc. Encofrado	2 días
Hormigón premezclado en viga de losa f'c= 210 kg/cm2 Inc. Encofrado	5 día
Hormigón premezclado en escalera f'c= 210kg/cm2 Inc. Encofrado	5 días
Hormigón premezclado en losa incluido nervios f 'c= 210 kg/cm2 (Inc. Encofrado)	5 días
Malla Electrosoldada armex u-106	1 días
Hormigón premezclado en columna P.A. de f'c= 210 kg/cm2 Inc. Encofrado	2 día
Hormigón premezclado en viga de cubierta f'c= 210 kg/cm2 Inc. Encofrado	2 días
Acero estructural de cubierta	3 días

Tabla CX: Cronograma estructura armadura electrosoldada

NOMBRE DE LA TAREA	DURACION
INICIO ESTRUCTURA ARMADURA ELECTROSOLDADA	19 días
PRELIMINARES	4 días
Limpieza y desbroce	1 día
Trazado y replanteo	1 día
Excavacion a maquina	1 día
Relleno y compactacion manual	1 día
ESTRUCTURA ARMADURA ELECTROSOLDADA Y CUBIERTA METALICA	15 días
Hormigón de Replanto f 'c= 140 kg/cm ²	1 día
Desalojo de material	13 días
Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 kg/cm ²	11 días
Armadura electrosoldada 15x15 varillas 10mm	11 días
Armadura electrosoldada 25x25 varillas 12mm	1 día
Hormigón Premezclado en Plintos f 'c= 210 kg/cm ² Incluye encofrado	1 día
Hormigón Premezclado en Vigas de cimentacion f 'c= 210 kg/cm ² Incluye encofrado	1 día
Hormigón Premezclado para Contrapiso f'c=210 kg/cm ²	1 día
Hormigón premezclado en columna P.B. de f'c= 210 kg/cm ² Inc. Encofrado	1 día
Hormigón premezclado en viga de losa f'c= 210 kg/cm ² Inc. Encofrado	3 días
Hormigón premezclado en escalera f'c= 210kg/cm ² Inc. Encofrado	3 días
Hormigón premezclado en losa incluido nervios f 'c= 210 kg/cm ² (Inc. Encofrado)	3 días
Malla Electrosoldada armex u-106	1 día
Hormigón premezclado en columna P.A. de f'c= 210 kg/cm ² Inc. Encofrado	1 día
Hormigón premezclado en viga de cubierta f'c= 210 kg/cm ² Inc. Encofrado	1 día
Acero estructural de cubierta	3 días

Tabla CXI: Cronograma estructura acero estructural

NOMBRE DE LA TAREA	DURACION
INICIO ESTRUCTURA ARMADURA ACERO ESTRUCTURAL	17 días
PRELIMINARES	4 días
Limpieza y desbroce	1 día
Trazado y replanteo	1 día
Excavacion a maquina	1 día
Relleno y compactacion manual	1 día
ESTRUCTURA ARMADURA ACERO ESTRUCTURAL Y CUBIERTA METALICA	13 días
Hormigón de Replanteo f 'c= 140 kg/cm ²	1 día
Desalojo de material	13 días
Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 kg/cm ²	2 días
Hormigón Premezclado en Plintos f 'c= 210 kg/cm ² Incluye encofrado	1 día
Hormigón Premezclado en Vigas de cimentacion f 'c= 210 kg/cm ² Incluye encofrado	1 día
Hormigón Premezclado para Contrapiso f'c=210 kg/cm ²	1 día
Acero estructural en columnas vigas y escalera.	7 días
Malla Electrosoldada armex u-106	1 día
Hormigón premezclado en losa F'c=210 Kg/cm ² incluye plancha galvanizada	2 días
Acero estructural de cubierta	3 días

Tal como se muestra en las tablas previas y en los diagramas de Gantt propuestos en el anexo 5, el tiempo estimado de construcción para cada una de las viviendas es de 21, 19 y 17 días respectivamente, esto nos permitirá estimar un cálculo aproximado para la ejecución de la obra completa, la cual corresponde a los 295 lotes planteados en secciones previas, cada actividad deberá ser ejecutada según lo propuesto en la sección 3.1.3.4 del presente proyecto.

3.1.3.4 Especificaciones técnicas

Para poder obtener un éxito en la etapa de construcción o ejecución del proyecto es necesario que la ejecución de cada rubro detallado en el estudio presupuestario, se la realice bajo normas y estándares de calidad ya establecidos, es por esto que las siguientes especificaciones técnicas darán una clara visión de cómo se deberá ejecutar la obra a realizarse en el sector ruidoso del cantón La Troncal.

Limpieza y desbroce

Descripción: Este rubro hace referencia a la tala, poda y corte de árboles en secciones, para su posterior remoción y desalojo, adicional a esto compromete la limpieza del terreno a trabajar una vez terminado el respectivo desbroce del lugar.

Unidad: Metro cuadrado (m²).

Procedimiento de trabajo: Se deberán realizar las actividades previas a la ejecución del rubro las cuales están conformadas por:

- ✓ Reconocimiento del terreno en donde se ejecutara el proyecto.

- ✓ Delimitación del área a ser desbrozada y limpiada.

Durante la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del proyecto deberá:

- ✓ Depositar de manera continua el material de desecho generado durante la ejecución del rubro, en el lugar destinado para el desalojo.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se procederá a medir el área de terreno limpiada y desbrozada, y se realizara el pago por metro cuadrado 'm2' de área trabajada.

Trazado y replanteo

Descripción: Se entenderá como trazado y replanteo a los trabajos topográficos posteriores a la limpieza y desbroce del terreno, realizados para determinar la ubicación exacta en el terreno de la estructura a trabajar.

Unidad: Metro cuadrado (m2).

Procedimiento de trabajo: Se deberán realizar las actividades previas a la ejecución del rubro las cuales están conformadas por:

- ✓ Limpieza y desbroce en su totalidad del terreno a replantear.

Durante la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del proyecto deberá:

- ✓ Realizar la ubicación de ejes y niveles de acuerdo a lo planteado en los planos arquitectónicos y estructurales.

- ✓ Mantener sus puntos de referencias en la obra de manera visible y clara ya sea con estacas o mojones de hormigón.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se procederá a medir el área de terreno replanteada, y se realizara el pago por metro cuadrado 'm2' de área trabajada.

Excavación a máquina

Descripción: Hace referencia a las actividades de excavación que requieren el uso de maquinaria para su ejecución, y son necesarias para la construcción de los cimientos de la estructura, es decir plintos, riostras o vigas de cimentación, y cualquier actividad de excavación no manual indicada en el plano o propuesta por el fiscalizador o empresa contratante.

Unidad: Metro cubico (m3).

Procedimiento de trabajo: Se deberán realizar las actividades previas a la ejecución del rubro las cuales están conformadas por:

- ✓ Identificación del área a excavar manualmente según lo indicado en el plano, considerando niveles y pendientes.

Durante la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del proyecto deberá:

- ✓ De encontrarse un material granular diferente al especificado en el estudio de suelo, deberá realizarse los ensayos necesarios para conocer la resistencia de dicho material.
- ✓ El material generado durante la excavación deberá ser depositado en el lugar de acopio para evitar interferencias con las demás actividades.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se procederá a medir el volumen excavado y su pago se realizara por metro cubico (m3).

Relleno y compactación manual

Descripción: Se entenderá como relleno y compactación manual a las actividades en donde se realizara el relleno del lugar con material existente,

ya sea en plintos, vigas de cimentación o contrapiso, para lograr lo especificado en el plano.

Unidad: Metro cubico (m3).

Procedimiento de trabajo: Se deberán realizar las actividades previas a la ejecución del rubro las cuales están conformadas por:

- ✓ La compactación del relleno deberá ser el 95% de la densidad establecida.
- ✓ El relleno deberá ser realizado en terrenos donde no exista presencia de agua que comprometa al suelo.

Durante la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del proyecto deberá:

- ✓ Verificar niveles y cotas de relleno establecidos en los planos.
- ✓ El relleno se lo realizara con el material proveniente de la excavación manual, siempre y cuando cumpla con las especificaciones de diseño.
- ✓ El material deberá estar libre de presencia de materia orgánica en su composición.

- ✓ La conformación de las capas de relleno no deberá ser mayor a 200mm y deberá ser efectuada con un apisonador mecánico.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se procederá a medir el volumen de relleno realizado y compactado y su pago se realizara por metro cubico (m3).

Acero de refuerzo en varillas corrugadas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (provisión, conf y colocación)

Descripción: Hace referencia a la provisión, corte, doblado e instalación de barras de acero corrugadas con una resistencia de diseño $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, este rubro abarca toda actividad que requiera la utilización de acero de refuerzo para su conformación, según lo indicado en las planillas de hiero o planos estructurales.

Unidad: Kilogramo (kg).

Procedimiento de trabajo: Para la ejecución de este rubro se deberá cumplir con lo establecido en las siguientes normas:

- ✓ Norma INEN 102.

- ✓ NEC 2011.

Y deberá ser ejecutado de la siguiente manera:

- ✓ Las varillas a utilizarse deberán ser corrugadas y deberán de estar limpias de agentes que comprometan la adherencia de las varillas al hormigón.
- ✓ Separación mínima entre varillas paralelas y horizontales no deberá ser menor a 25mm.
- ✓ Se utilizara alambre galvanizado para realizar el amarre entre varillas.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se procederá a cuantificar la cantidad colocada en obra antes de la colocación del hormigón, el pago se lo realizara por peso en kilogramos de acero (Kg).

Hormigón de replantillo $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$

Descripción: Es un hormigón de baja resistencia cuya composición se caracteriza por la presencia del material ripio, posee una resistencia de $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$, y sirve de apoyo para los demás elementos estructurales de la edificación, se lo realiza en campo y no requiere uso de encofrado.

Unidad: Metro cúbico (m³).

Procedimiento de trabajo: Para la ejecución de este rubro se deberá contemplar lo siguiente:

- ✓ Será necesario la toma de dos cilindros de prueba que deberán ser llenados según lo especificado en la norma AASHTO T-23.
- ✓ Se deberá tomar como mínimo una muestra por cada 12 m³ de hormigón o por cada 45 m² de superficie fundida.
- ✓ Deberá almacenarse el cemento en un ambiente libre de humedad y con ventilación suficiente, no deberán estar colocados en columnas mayores a 15 sacos ni deberá ser almacenado por un tiempo mayor a 6 meses.

Durante la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del proyecto deberá:

- ✓ Controlar la nivelación y vertido del hormigón.
- ✓ Evitar la formación de 'ratoneras' o espacios vacíos por mala deposición del hormigón.

- ✓ No deberá verter el hormigón en alturas mayores a los 2000 mm.

Concluido la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del contrato deberá:

- ✓ Esperar a que el hormigón adquiera el 70% de su resistencia, para continuar con las demás actividades posteriores a esta.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se procederá a cuantificar el volumen de hormigón vertido en sitio y el pago se lo realizara por m³ de hormigón vertido.

Hormigón premezclado F'c = 210 kg/cm² incluye encofrado en: plintos - vigas de cimentación - columnas - losa - escalera - vigas.

Descripción: Estos rubros hacen referencia al encofrado, fundición, curado y desencofrado, de todos los elementos de la estructura mencionados, para la ejecución de estos rubros se utilizara un hormigón premezclado cuya resistencia deberá ser F'c= 210 Kg/cm².

Unidad: Metro cúbico (m³)

Procedimiento de trabajo: Para la ejecución de este rubro se deberá contemplar lo siguiente:

- ✓ Se deberá tomar como mínimo una muestra por cada 12 m³ de hormigón o por cada 45 m² de superficie fundida.
- ✓ El hormigón premezclado deberá cumplir con lo establecido en la norma NTE INEN 1855-1:0.

Se deberán realizar las actividades previas a la ejecución del rubro las cuales están conformadas por:

- ✓ El hormigón premezclado deberá cumplir con lo establecido en la norma NTE INEN 1855-1:0.
- ✓ El área donde se colocara el hormigón deberá de estar libre de impurezas o materia orgánica.

Durante la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del proyecto deberá:

- ✓ Verificar la correcta colocación y separación del acero de refuerzo respecto al encofrado del elemento a fundir.
- ✓ Controlar la fluidez del hormigón.

Concluido la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del contrato deberá:

- ✓ Esperar a que el hormigón adquiriera el 70% de su resistencia, para continuar con las demás actividades posteriores a esta.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se procederá a cuantificar el volumen de hormigón vertido en sitio y el pago se lo realizara por m³ de hormigón vertido.

Hormigón premezclado para contrapiso F'c = 210 kg/cm²

Descripción: Consiste en la elaboración del contrapiso de la estructura, para esto el contratista o ejecutor del contrato deberá disponer de un hormigón cuya resistencia sea mayor o igual a F'c = 210 Kg/cm².

Unidad: Metro cuadrado (m²)

Procedimiento de trabajo: Para la ejecución de este rubro se deberá contemplar lo siguiente:

- ✓ Se deberá tomar como mínimo una muestra por cada 12 m³ de hormigón o por cada 45 m² de superficie fundida.

- ✓ Se aprobara la resistencia del hormigón en sitio, siempre y cuando la resistencia obtenida de los cilindros tomados, sea en promedio mayor o igual a la resistencia especificada.
- ✓ El hormigón premezclado deberá cumplir con lo establecido en la norma NTE INEN 1855-1:0.

Durante la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del proyecto deberá:

- ✓ Verificar la correcta colocación y separación del acero de refuerzo respecto al encofrado del elemento a fundir.
- ✓ Controlar la fluidez del hormigón, deberá ser la adecuada para alcanzar la resistencia especificada.

Concluido la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del contrato deberá:

- ✓ Esperar a que el hormigón adquiriera el 70% de su resistencia, para continuar con las demás actividades posteriores a esta.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se procederá a cuantificar el volumen de hormigón vertido en sitio y el pago se lo realizara por m³ de hormigón vertido.

Malla electrosoldada

Descripción: Es un elemento prefabricado conformado por varillas de acero de diámetros variables según sea la especificación de diseño, son elaborados en frío con una distribución perpendicular entre ellos y unidos por soldadura eléctrica en cada punto de contacto.

Unidad: Metro cuadrados (m²).

Procedimiento de trabajo: Para la ejecución de este rubro se deberá cumplir con lo establecido en:

- ✓ Norma INEN NTE 2167

Y deberá ser ejecutado de la siguiente manera:

- ✓ Las varillas a utilizarse en la malla electrosoldada deberán ser corrugadas y deberán de estar limpias de agentes que comprometan la adherencia de las varillas al hormigón.
- ✓ En caso de ser necesario se utilizara alambre galvanizado para realizar uniones entre mallas.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se procederá a cuantificar la cantidad colocada en obra antes de la colocación del hormigón, el pago se lo realizara por peso en kilogramos de acero (Kg).

Acero estructural ASTM A-36 $F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$

Descripción: La ejecución de este rubro consistirá en todas las actividades en las cuales el contratista o ejecutor del contrato deba, cortar, doblar, soldar o pintar perfiles de acero laminado, para su posterior colocación y conformación de una estructura.

Unidad: Kilogramos (Kg).

Procedimiento de trabajo: Para la ejecución de este rubro se deberá contemplar lo siguiente:

- ✓ Deberá cumplir con lo establecido en las normas INEN 136 - INEN 1623 – INEN 114.
- ✓ Se utilizaran suelda tipo arco, con electrodos según lo especificado en los planos.

Se deberán realizar las actividades previas a la ejecución del rubro las cuales están conformadas por:

- ✓ Revisión de la correcta instalación de placas en cimientos, losas y demás estructuras que se encuentren comprometida durante la ejecución del rubro.

Durante la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del proyecto deberá:

- ✓ Se deberá revisar que los elementos a instalar no presenten oxido.
- ✓ Los apoyos como placas o platinas deberán ser aplomados y nivelados previo a su colocación.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se verificara que el contratista o ejecutor del contrato haya cumplido con lo especificado, y el pago se lo realizara por kilogramo “Kg”.

Desalojo de material

Descripción: Se considera como desalojo de material, al conjunto de actividades manuales y mecánicas que realizase el contratista o ejecutor del

contrato, con la finalidad de mantener un orden y limpieza adecuado en la obra.

Unidad: semanas.

Procedimiento de trabajo:

Durante la ejecución del rubro el contratista o ejecutor del proyecto deberá:

- ✓ El contratista deberá desalojar todo elemento o material, generado por actividades de construcción realizadas por su personal.

Medición y forma de pago: Para el pago del rubro en mención se verificara que el contratista o ejecutor del contrato mantenga la obra de manera limpia y adecuada al finalizar cada semana o de lo contrario no se pagara el rubro.

3.1.4 Selección de alternativa

Una vez concluido el estudio presupuestario, y planteado un cronograma constructivo para cada alternativa estructural propuesta, se procede a evaluar y seleccionar la alternativa más factible desde el criterio costo - beneficio. Para lo cual se propone cuatro frentes de trabajo, los cuales se dedicaran únicamente a la construcción de la estructura de la vivienda, se

plantea esto debido a que uno de los objetivos específicos propuestos en el presente proyecto consiste en evaluar las tres alternativas en función del factor tiempo y costos para seleccionar la más viable.

Se estima que cada frente de trabajo puede cumplir con la ejecución de seis estructuras tipo de las alternativas hormigón armado, se considera esto debido a tiempos de fraguado que requiere el hormigón y a los metros cúbicos de hormigón que se requerirán para cumplir con lo estipulado en los cronogramas, con respecto a la alternativa de acero estructural se estima que un frente de trabajo será capaz de ejecutar nueve estructuras simultáneamente, esto debido a la facilidad de montaje de los elementos estructurales, aunque no se han incluido los rubros hidrosanitarios y eléctricos dentro del tiempo de ejecución estimado de cada estructura, se los considera como actividades que no alteran el tiempo de ejecución de la misma.

Considerando lo planteado, el tiempo de ejecución de las 295 estructuras que conforma la lotización 'Huertos familiares las ochenta' es de:

- ✓ Alternativa hormigón armado: 273 días.

- ✓ Alternativa acero estructural: 153 días.

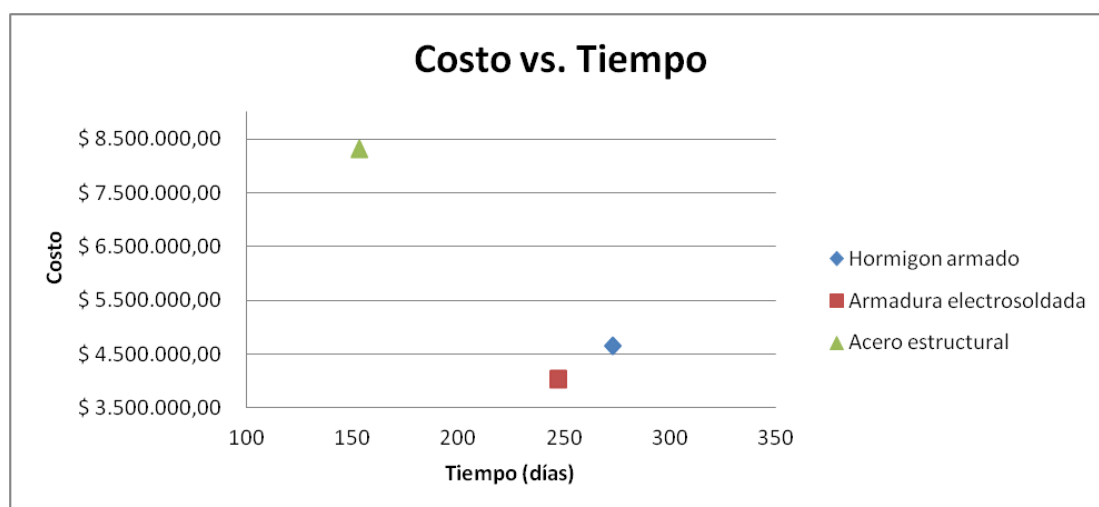
✓ Alternativa armadura electrosoldada: 247 días.

A continuación se presenta la tabla CXII en donde se evalúan tiempos y costos de construcción de manera unitaria y global.

Tabla CXII: Costos y tiempos de alternativas propuestas.

Alternativa	Precio unitario	Tiempo de construcción individual	Precio global	Tiempo de construcción global
Hormigon armado	\$ 15.745,12	21 días	\$ 4.644.809,65	273 días
Armadura electrosoldada	\$ 13.681,25	19 días	\$ 4.035.969,55	247 días
Acero estructural	\$ 28.174,34	17 días	\$ 8.311.431,62	153 días

Gráfico 3.10: Costo Vs. Tiempo

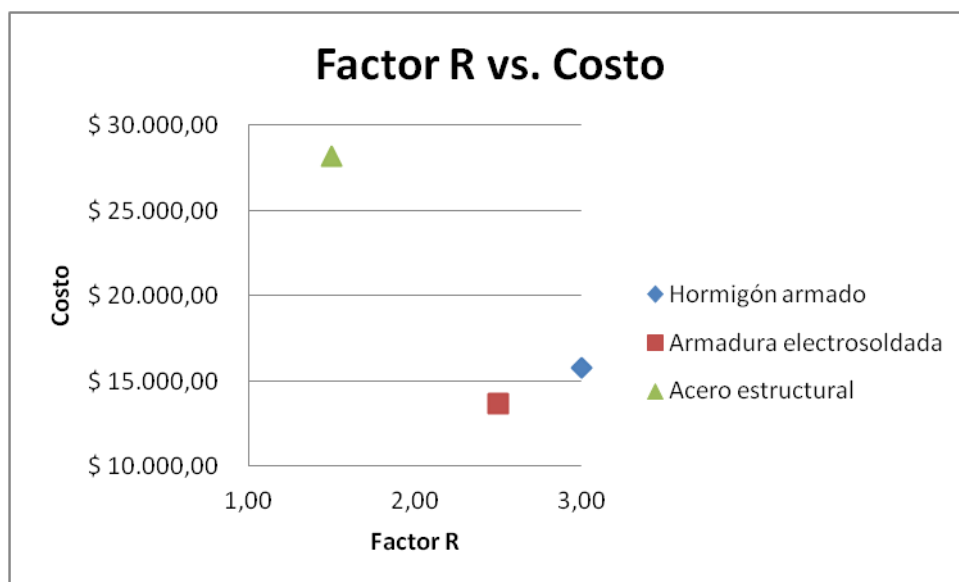


Tal como se puede observar, las alternativas de hormigón armado y armadura electrosoldada tienen un costo similar, mientras que el costo de la alternativa de acero estructural se ve duplicado.

Con respecto a los tiempos de construcción, la alternativa más viable es sin duda la alternativa de acero estructural, con una diferencia de 4 días en relación a la estructura de hormigón armado y 2 días en relación a la armadura electrosoldada de manera individual.

Tabla CXIII: Relación factor 'R' y costos de cada alternativa.

Alternativa	Factor de reducción de resistencia sísmica 'R'	Costo unitario	Costo global
Hormigón armado	3,00	\$ 15.745,12	\$ 4.644.809,65
Armadura electrosoldada	2,50	\$ 13.681,25	\$ 4.035.969,55
Acero estructural	1,50	\$ 28.174,34	\$ 8.311.431,62

Gráfico 3.11: Factor R vs. Costo

Se evidencia que el costo de la estructura de acero se ve influenciado por la disminución del factor de reducción sísmica, pues la distribución de fuerzas laterales es inversamente proporcional al factor en mención, motivo por el cual los elementos estructurales requieren una mayor dimensión para satisfacer estas demandas.

Según lo mencionado en el numeral 3.1.3.1 del presente proyecto, se evaluará el costo global de la vivienda, para lo cual se presentan las siguientes tablas, en donde se analiza el porcentaje que requiere la ejecución de la estructura en relación al costo global aproximado obtenido.

Tabla CXIV: Costo global de la vivienda de hormigón armado

HORMIGON ARMADO		
PRESUPUESTO	COSTO	PORCENTAJE
Estructura	\$ 15.745,12	34%
Infraestructura	\$ 21.053,23	45%
Instalaciones electricas y sanitarias	\$ 9.701,61	21%
TOTAL	\$ 46.499,95	100%

Tabla CXV: Costo global de la vivienda de armadura electrosoldada

ARMADURA ELECTROSOLDADA		
PRESUPUESTO	COSTO	PORCENTAJE
Estructura	\$ 13.681,25	31%
Infraestructura	\$ 21.053,23	47%
Instalaciones electricas y sanitarias	\$ 9.701,61	22%
TOTAL	\$ 44.436,09	100%

Tabla CXVI: Costo global de la vivienda de acero estructural

ACERO ESTRUCTURAL		
PRESUPUESTO	COSTO	PORCENTAJE
Estructura	\$ 28.174,34	48%
Infraestructura	\$ 21.053,23	36%
Instalaciones electricas y sanitarias	\$ 9.701,61	16%
TOTAL	\$ 58.929,18	100%

Se observa que el costo global para la alternativa de hormigón armado es de \$ 46.499,95 la cual se encuentra desglosada en un 34% el costo de la estructura, 45% el costo de la infraestructura y en un 21% el costo de las instalaciones eléctricas y sanitarias, para la alternativa de armadura electrosoldada el costo global de la vivienda es de \$ 44.436,09 desglosada en un 31% el costo de la estructura, 47% el costo de la infraestructura y en un 22% el costo de las instalaciones eléctricas y sanitarias, finalmente el costo global de la vivienda de acero estructural es de \$ 58.929,18 desglosada en un 48% el costo de la estructura, 36% el costo la infraestructura y en un 16% el costo de instalaciones eléctricas y sanitarias.

Por lo cual desde el punto de vista, costo global de la estructura, la alternativa más viable es la de armadura electrosoldada, con una diferencia de \$ 2.063,86 del costo global de la vivienda en relación a la de hormigón armado y una diferencia de \$ 14.493,09 del costo global de la vivienda en relación a la de acero estructural, finalmente debido a que el financiamiento del proyecto dependerá directamente de la cantidad de lotes vendidos, la cual estará ligada con el costo de venta de la vivienda, se decide seleccionar la alternativa más económica, siendo esta la alternativa de armadura electrosoldada.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

1. Se planteó tres alternativas estructurales para la construcción de viviendas tipo en la lotización 'Huertos familiares las ochenta', las mismas fueron analizadas bajo los factores costo y tiempo de construcción, demostrando así que la alternativa más económica propuesta fue la de armadura electrosoldada, con un precio de \$ 13.681,25, según el análisis efectuado la alternativa que requiere menor tiempo de construcción fue la alternativa de acero estructural con un tiempo de 17 días por vivienda, sin embargo esta supera en un 105% el costo de ejecución en relación a la de armadura electrosoldada.
2. La alternativa a utilizar en la estructura de viviendas tipo de la lotización 'Huertos familiares las ochenta' será la de armadura electrosoldada, siendo el factor económico el criterio por el cual prevalece sobre las demás.
3. Se diseñó las alternativas propuestas en base a códigos vigentes en el país y aplicables al proyecto a fin de obtener estructuras seguras, sin

embargo esto ocasionó un incremento en las secciones de los elementos estructurales propuestos y por ende un incremento en los costos obtenidos.

4. Las cantidades obtenidas de los planos arquitectónicos propuestos, nos permitieron obtener un costo global aproximado de la vivienda, el mismo que permitió concluir a favor de la alternativa vivienda de armadura electrosoldada, con un costo global de \$ 44.436,09.
5. Los tiempos de construcción propuestos en el proyecto para cada alternativa, fueron analizados en base a los rendimientos planteados en el análisis de precio unitario, demostrando así que la alternativa con menor tiempo de construcción requerido es la de acero estructural con un tiempo de construcción de 17 días por vivienda y 153 días de manera global.

RECOMENDACIONES:

1. Al momento de la ejecución del proyecto, se deberá inspeccionar el cumplimiento de las especificaciones técnicas propuestas en el presente proyecto, así como un riguroso control de calidad de los

materiales a utilizar, a fin de asegurar el correcto funcionamiento estructural y garantizar la vida útil de la estructura.

2. Se recomienda ejecutar el proyecto con al menos 3 frentes de trabajo, en donde cada uno tenga la capacidad de cumplir con los rendimientos propuestos, con la finalidad de optimizar el recurso tiempo.
3. De existir una variación en la estratigrafía mostrada en los estudios geotécnicos del presente proyecto al momento de construir la cimentación, se deberá reemplazar con material de igual o mejor calidad al propuesto en el proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS:

1. ACI Committee 318. (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11)*.
2. American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero*.
3. American Society for Testing Materials (ASTM). (1986). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. ASTM D4318.
4. American Society for Testing Materials (ASTM). (2007). *Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants*. ASTM D421 - 85.
5. American Society for Testing Materials (ASTM). (2010). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. ASTM D2216.

6. ANEJO. (2010). *Modelo de referencias para el cálculo de cimentaciones y elementos de contención*. Manual de mecánica de suelos y cimentaciones.
7. BERMUDEZ, C. A. (2011). *Unal Analisis de estructura avanzado unidad 7*. Obtenido de Universidad nacional de Colombia sede Bogota:
http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4100685/unidad_7/html/cont_04.html
8. Cormac, J. C. (2010). Diseño de concreto reforzado. En J. C. Cormac, *Diseño de concreto reforzado* (pág. 351). Ova edicion.
9. CR, J. (23 de 07 de 2015). *ACADEMIA*. Obtenido de GEOTECNIA:
<http://www.academia.edu/4297490/GEOTECNIA>
10. Das, B. M. (1983). Principios de ingeniería de cimentaciones. En B. M. Das, *Principios de ingeniería de cimentaciones* (pág. 130). Guayaquil: 5a. edicion.
11. DOMUS. (2015). REVISTA DE DISEÑO, ARQUITECTURA Y CONSTRUCCION DESDE 1987 . *DOMUS*, 49-50.

12. Fratelli, M. (2003). *Diseño de estructuras metálicas, estados límites LRFD*.
13. INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACION (INEN). (2009). *ACEROS. PERFILES ESTRUCTURALES CONFORMADOS EN FRIO. REQUISITOS E INSPECCION*. Quito .
14. Martinez, B. (6 de 02 de 2011). *Ingeniería Civil construcción y presupuestos*. Obtenido de Analisis de precios unitarios: <http://bladimirmartinezz.blogspot.com/2011/02/analisis-de-precios-unitarios.html>
15. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2014). *CARGAS (NO SISMICAS)*. NEC - SE - CG.
16. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2014). *ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO*. NEC - SE - HM.
17. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2014). *GEOTECNIA Y CIMENTACIONES*. NEC - SE - GC.
18. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2014). *PELIGRO SISMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. NEC - SE -DS.

19. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2014). *VIVIENDAS DE HASTA DOS PISOS CON LUCES DE HASTA 5 M.* NEC - SE - VIVIENDA.

ANEXOS

ANEXO 1

DISTRIBUCION DE LOTIZACION 'LAS OCHENTA'

MANZANA 1		MANZANA 2		MANZANA 3		MANZANA 4		MANZANA 5	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	2.573,339	1	3.629,481	1	A. verde	1	943,649	1	A. verde
2	3.198,461	2	2.008,398	TOTAL:	1.110,930	2	887,940	TOTAL	1.069,055
3	2.206,808	3	3.465,128			3	1.960,019		
4	2.389,185	4	2.058,485			4	1.896,237		
5	2.627,700	5	2.943,887			5	2.245,782		
6	2.337,430	6	2.113,640			6	2.205,594		
7	2.403,136	7	2.365,904			7	2.897,245		
8	1.832,546	8	2.147,611			8	2.000,000		
TOTAL	19.568,605	9	2.380,252			9	2.000,000		
		10	1.923,024			10	2.865,172		
		TOTAL	25.035,810			TOTAL	19.901,638		

MANZANA 6		MANZANA 7		MANZANA 8		MANZANA 9		MANZANA 10	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	1.904,677	1	1.997,000	1	A. verde	1	2.150,358	1	1.216,174
2	2.000,000	2	2.000,000	TOTAL:	2.033,920	2	2.261,586	2	1.590,192
3	1.997,000	3	1.997,000			3	2.346,721	3	2.616,396
4	1.997,000	4	1.997,000			4	2.001,967	4	1.997,873
5	2.000,000	5	2.000,000			5	1.726,789	TOTAL	7.420,635
6	1.997,000	6	1.997,000			6	1.931,043		
TOTAL	11.895,677	TOTAL	11.988,000			7	2.407,288		
						8	2.570,714		
						9	2.307,608		
						10	1.769,421		
						11	1.808,880		
						12	2.294,938		
						13	2.996,299		
						14	3.294,590		
						15	3.567,245		
						16	2.517,127		
						17	1.963,903		
						TOTAL	39.916,477		

MANZANA 11		MANZANA 12		MANZANA 13		MANZANA 14		MANZANA 15	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	A. verde	1	1997,000
2	2000,000	2	2000,000	2	1522,491	TOTAL	2891,762	2	2000,000
3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000			3	1997,000
4	1997,000	4	1997,000	4	3005,380			4	1997,000
5	2000,000	5	2000,000	TOTAL	8521,871			5	2000,000
6	1997,000	6	1997,000					6	1997,000
TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000					TOTAL	11988,000

MANZANA 16		MANZANA 17		MANZANA 18		MANZANA 19		MANZANA 20	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	A. verde	1	2014,190
2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	TOTAL	1960,212	2	1662,922
3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000			3	1997,000
4	1997,000	4	1997,000	4	1997,000			4	1662,922
5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000			TOTAL	7337,034
6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000				
TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL:	11988,000				

MANZANA 21		MANZANA 22		MANZANA 23		MANZANA 24		MANZANA 25	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	3.474,709
2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	2	1.997,000
3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000	3	2.960,580
4	1997,000	4	1997,000	4	1997,000	4	1997,000	TOTAL	8.432,289
5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000		
6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000		
TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000		

MANZANA 26		MANZANA 27		MANZANA 28		MANZANA 29		MANZANA 30	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	A. verde	1	1997,000	1	1997,000	1	A. verde	1	1997,000
TOTAL	5585,620	2	2000,000	2	2000,000	TOTAL	25192,274	2	2000,000
		3	1997,000	3	1997,000			3	1997,000
		4	1997,000	4	1997,000			4	1997,000
		5	2000,000	5	2000,000			5	2000,000
		6	1997,000	6	1997,000			6	1997,000
		TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000			TOTAL	11988,000

MANZANA 31		MANZANA 32		MANZANA 33		MANZANA 34		MANZANA 35	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000
2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000
3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000
4	1997,000	4	1864,000	4	1997,000	4	1997,000	4	1997,000
5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000
6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000
TOTAL	11988,000	TOTAL	11855,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000

MANZANA 36		MANZANA 37		MANZANA 38		MANZANA 39		MANZANA 40	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	2.010,458	1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000
2	1.997,000	2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000
3	2.525,030	3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000
TOTAL	6.532,488	4	1997,000	4	1997,000	4	1997,000	4	1997,000
		5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000
		6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000
		TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000

MANZANA 41		MANZANA 42		MANZANA 43		MANZANA 44		MANZANA 45	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	1774,862
2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	2	1588,217
3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000	3	1284,992
4	1997,000	4	1997,000	4	1997,000	4	1997,000	4	1280,292
5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000	5	3336,290
6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000	6	2657,708
TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	7	2649,862
								8	2666,498
								9	2639,911
								10	2553,874
								11	2525,947
								12	2563,222
								13	2555,507
								14	2494,158
								15	2500,500
								16	1226,682
								TOTAL	36298,522

MANZANA 46		MANZANA 47		MANZANA 48		MANZANA 49		MANZANA 50	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	1852,309	1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	1431,720
2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000
3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000
4	1593,787	4	1997,000	4	1997,000	4	1997,000	4	1152,657
5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000
6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000
TOTAL	11440,096	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	10578,377

MANZANA 51		MANZANA 52		MANZANA 53		MANZANA 54	
LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)	LOTE	AREA (m2)
1	1997,000	1	1997,000	1	1997,000	1	A. verde
2	2000,000	2	2000,000	2	2000,000	TOTAL	39.544,270
3	1997,000	3	1997,000	3	1997,000		
4	1997,000	4	1997,000	4	1997,000		
5	2000,000	5	2000,000	5	2000,000		
6	1997,000	6	1997,000	6	1997,000		
TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000	TOTAL	11988,000		

ANEXO 2

PLANOS ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICOS

ANEXO 3

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANEXO 4
PRESUPUESTOS

ANEXO 5
DIGRAMAS DE GANTT

ANEXO 6

PLANILLAS DE ACERO DE REFUERZO Y ACERO ESTRUCTURAL

PLANILLAS DE ACERO DE REFUERZO - HORMIGON ARMADO

(REVISAR PLANOS)

CIMENTACION										
Tipo	Mc	φ (mm)	Longitudes (m)					Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
			a	b	c	d	g			
I	100	10	8					8	20	160
I	101	10	12					12	12	144
□	102	8	0,12	0,12	0,12	0,12	0,11	0,59	695	410,05
I	103	10	0,92					0,92	240	220,8
L	104	12	3,93	0,47				4,4	120	528
L	105	10	2,66	0,3				2,96	120	355,2
□	106	8	0,24	0,24	0,24	0,24	0,11	1,07	375	401,25
G	107	8	0,21				0,11	0,32	375	120

LOSA DE PLANTA ALTA										
Tipo	Mc	φ (mm)	Longitudes (m)					Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
			a	b	c	d	g			
[200	10	7,94	0,8	0,8			9,54	20	190,80
I	201	10	1,09					1,09	20	21,80
I	202	10	2,1					2,1	10	21,00
L	203	10	8,19	0,8				8,99	6	53,94
[204	8	6,28	0,16	0,16			6,6	30	198,00
[205	8	3,33	0,16	0,16			3,65	8	29,20
[206	8	5,81	0,16	0,16			6,13	4	24,52
[207	8	5,9	0,16	0,16			6,22	14	87,08
I	208	16	0,9					0,9	3	2,70
I	209	16	1,51					1,51	9	13,59
I	210	16	1,43					1,43	3	4,29
I	211	10	0,9					0,9	3	2,70
I	212	10	1,51					1,51	3	4,53
I	213	10	1,43					1,43	3	4,29
I	214	10	1,52					1,52	3	4,56
□	215	8	0,12	0,12	0,12	0,12	0,11	0,59	724	427,16
L	216	10	6,18	0,8				6,975	6	41,85
L	217	10	5,19	0,8				5,99	6	35,94
L	218	10	6,62	0,8				7,42	6	44,52

CUBIERTA										
Tipo	Mc	φ (mm)	Longitudes (m)					Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
			a	b	c	d	g			
[300	10	7,94	0,8	0,8			9,54	20	190,8
□	301	8	0,12	0,12	0,12	0,12	0,11	0,59	724	427,16
L	302	10	8,19	0,8				8,99	6	53,94
L	303	10	6,18	0,8				6,98	6	41,88
L	304	10	5,19	0,8				5,99	6	35,94
L	305	10	6,62	0,8				7,42	6	44,52
I	306	16	1,52					1,52	3	4,56

ESCALERA										
Tipo	Mc	φ (mm)	Longitudes (m)					Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
			a	b	c	d	g			
I	400	8	105					1,05	34	35,7
I	401	12	1,64					1,64	5	8,2
I	402	12	1,74					1,74	5	8,7
I	403	12	3,83					3,83	5	19,15
I	404	12	1,78					1,78	5	8,9
I	405	12	0,89					0,89	5	4,45
I	406	12	3,32					3,32	5	16,6
I	407	10	2,3					2,3	8	18,4
□	408	8	0,25	0,25	0,12	0,12	0,11	0,85	23	19,55
□	409	8	0,12	0,12	0,12	0,12	0,11	0,59	23	13,57

	TOTAL			
	φ 8	φ 10	φ 12	φ 16
Metros	2193,24	1691,41	594	25,14
#varillas	182,77	140,95	49,50	2,10
Kg de varilla	866,33	1043,60	527,47	39,72

Kg total	2477,12
-----------------	----------------

**PLANILLAS DE ACERO DE REFUERZO - ARMADURA
ELECTROSOLDADA (REVISAR PLANOS)**

CIMENTACION							
Tipo	Mc	φ (mm)	Longitudes (m)		Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
			a	b			
I	103	10	0,92		0,92	240	220,8
L	104	12	3,93	0,47	4,4	30	132
L	105	10	2,66	0,3	2,96	60	177,6

LOSA DE PLANTA ALTA								
Tipo	Mc	φ (mm)	Longitudes (m)			Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
			a	b	c			
I	201	10	1,09			1,09	20	21,80
I	202	10	2,1			2,1	10	21,00
[204	8	6,28	0,16	0,16	6,6	30	198,00
[205	8	3,33	0,16	0,16	3,65	8	29,20
[206	8	5,81	0,16	0,16	6,13	4	24,52
[207	8	5,9	0,16	0,16	6,22	14	87,08
I	208	16	0,9			0,9	3	2,70
I	209	16	1,51			1,51	9	13,59
I	210	16	1,43			1,43	3	4,29
I	211	10	0,9			0,9	3	2,70
I	212	10	1,51			1,51	3	4,53
I	213	10	1,43			1,43	3	4,29
I	214	10	1,52			1,52	3	4,56

ESCALERA										
Tipo	Mc	φ (mm)	Longitudes (m)					Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
			a	b	c	d	g			
I	400	8	105					1,05	34	35,7
I	401	12	1,64					1,64	5	8,2
I	402	12	1,74					1,74	5	8,7
I	403	12	3,83					3,83	5	19,15
I	404	12	1,78					1,78	5	8,9
I	405	12	0,89					0,89	5	4,45
I	406	12	3,32					3,32	5	16,6
I	407	10	2,3					2,3	4	9,2
□	408	8	0,25	0,25	0,12	0,12	0,11	0,85	23	19,55

TOTAL				
	ϕ 8	ϕ 10	ϕ 12	ϕ 16
Metros	394,05	466,48	198	25,14
#varillas	32,84	38,87	16,50	2,10
Kg de varilla	155,65	287,82	175,82	39,72

Kg total	659,01
-----------------	---------------

PLANILLAS DE ACERO DE REFUERZO - ACERO ESTRUCTURAL
(REVISAR PLANOS)

CIMENTACION										
Tipo	Mc	ϕ (mm)	Longitudes (m)					Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
			a	b	c	d	g			
I	100	10	8					8	20	160
I	101	10	12					12	12	144
□	102	8	0,12	0,12	0,12	0,12	0,11	0,59	695	410,05
I	103	10	0,92					0,92	240	220,8
L	104	12	3,93	0,47				4,4	120	528
L	105	10	2,66	0,3				2,96	120	355,2
□	106	8	0,24	0,24	0,24	0,24	0,11	1,07	25	26,75
G	107	8	0,21				0,11	0,32	25	8

DADO EN CIMENTACION										
Tipo	Mc	ϕ (mm)	Longitudes (m)					Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
			a	b	c	d	g			
L	200	12	0,84	0,47				1,31	120	157,2
□	201	8	0,24	0,24	0,24	0,24	0,11	1,07	90	96,3
G	202	8	0,21				0,11	0,32	90	28,8
U	203	12	0,5	0,5	0,15			1,15	15	17,25

TOTAL			
	ϕ 8	ϕ 10	ϕ 12
Metros	569,90	1162,30	702,45
#varillas	47,49	96,86	58,54
Kg de varilla	225,11	717,14	623,78

Kg total	1566,03
-----------------	----------------

PLANILLAS DE ACERO ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA DE ACERO (REVISAR PLANOS)

Planilla de acero estructural							
Tipo	Mc	Dimensiones (m)			Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
		A	B	e			
1	300	0,2	0,05	0,004	8	10	80
1	301	0,2	0,05	0,004	12	6	72
2	302	0,2	0,05	0,003	3,55	8	28,4
2	303	0,2	0,05	0,003	2,4	6	14,4
2	304	0,2	0,05	0,003	2,9	16	46,4
C1	307	0,2	0,1	0,006	2,65	30	79,5
C2	308	0,2	0,05	0,003	2,5	30	75
PL	309	0,3	0,3	0,01	0,3	15	15
[310	0,15	0,05	0,003	27,64	1	27,64
[311	0,15	0,05	0,003	8	10	80
[312	0,15	0,05	0,003	12	6	72
L	313	0,1	0,05	0,06	0,1	8	0,8

Dimensiones (m)			Cantidad (m)	Peso Kg/m	Total en (Kg)
A	B	e			
0,2	0,05	0,004	227	9,01	2045,27
0,2	0,05	0,003	164,2	6,83	1121,486
0,2	0,1	0,006	79,5	18,26	1451,67
0,25	0,25	0,01	15	7,065	105,975
0,15	0,05	0,003	27,64	5,66	156,4424
0,15	0,05	0,003	152	5,66	860,32
0,1	0,05	0,06	8	0,000025	0,0002
Total					5741,16

CUBIERTA METALICA (REVISAR PLANOS)

Planilla de cubierta								
Tipo	Mc	Dimensiones (m)				Longitud (m)	Cantidad	Total (m)
		A	B	C	e			
G	400	0,1	0,05	0,015	0,002	13	12	156
[401	0,125	0,05		0,004	9,18	5	45,9
[402	0,2	0,05		0,003	0,78	6,2	4,836

Dimensiones (m)				Cantidad (m)	Peso Kg/m	Total en (Kg)
A	B	C	e			
0,1	0,05	0,015	0,002	156	3,4	530,4
0,125	0,05		0,004	45,9	8,47	388,773
0,2	0,05		0,003	4,836	6,83	33,02988

Total	952,20
--------------	---------------

ANEXO 7

FOTOS



TOMA DE MUESTRA



TERRENO DE FUNDACIÓN



CUARTEO DE MUESTRA



TAMIZADO DE MUESTRA

ANEXO 8
LISTA DE PRECIOS Y MATERIALES PROPORCIONADOS POR
AYJ CORPORATION