

ESCUELA SUPERÍOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL
PARA LOS ESTUDIANTES DE LA ESPOL”**

PROYECTO DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

José Fernando Barragán Benites.

Wilmer Gilson Intriago Burgos.

GUAYAQUIL-ECUADOR

2015

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar a Dios quien siempre ha sido mi guía a mis padres: Jose Octavio Barragan Cabrera y Maritza Maricela Benites Ramos quienes me han brindado su apoyo en todo momento y a mis familiares que gracias a su constancia he podido culminar una de mis metas.

Jose Fernando Barragan Benites.

AGRADECIMIENTOS

Primeramente a Dios por darme la vida y permitirme tener una familia. A mi madre por estar siempre en todo momento con su amor y ternura. A mi padre por ser mi apoyo y ejemplo. A mi hermana por motivarme en los momentos complicados y alentarme a seguir adelante.

Wilmer Gilson Intriago Burgos.

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado de manera especial primeramente a mis Padres por todo su esfuerzo y palabras de aliento que me dieron para transitar por este difícil camino, a mis hermanos y familia quienes estuvieron presentes en cada paso que daba para convertirme en un profesional.

José Fernando Barragán
Benites.

DEDICATORIA

Este proyecto es especialmente dedicado a mis padres por su esfuerzo por permitirme continuar con mis estudios universitarios, y seguir adelante en una carrera profesional. Y todas aquellas personas que de alguna manera me ayudaron a llegar hasta este punto de mi vida.

Wilmer Gilson Intriago Burgos.

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

M.Sc. Fabián Eduardo
Peñafiel Torres.

M.Sc. Alby del Pilar Aguilar
Pesantes

DECLARACIÓN EXPRESA

La responsabilidad del contenido de este Trabajo de Grado nos corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la Escuela Superior Politécnica del Litoral.

José Fernando Barragán Benites

Wilmer Gilson Intriago Burgos

RESUMEN

El presente proyecto integrador tiene como tema principal la necesidad de residencias estudiantiles que afecta a los estudiantes de la Escuela Superior Politécnica del Litoral, planteando como solución el análisis y diseño estructural de tres edificios sismoresistentes de diferente material, los materiales usados serán: hormigón armado, acero estructural y por ultimo una combinación de columnas de hormigón armado y vigas de acero.

La metodología que se uso fue, primeramente la recopilación de información que nos ayudó a determinar variables como: la ubicación del edificio que será en la Espol dentro del campus Gustavo Galindo, la altura que es de 18 m conformado por 5 pisos la planta baja con una altura de 4 m y el resto de pisos con una altura de 3.5 m, el diseño arquitectónico del interior del edificio el cual cuenta con la respectiva distribución de cuartos, baños y salas de estudio, resistencia de la roca encontrada que sirvió para el diseño sismoresistente del edificio y la cimentación.

El proceso de análisis estructural de los tres tipos de estructuras se lo hizo por medio del programa SAP 2000, el cual nos sirvió para obtener los esfuerzos internos, reacciones y derivas, con la finalidad de realizar los cálculos respectivos para el diseño correcto de cada uno de los elementos

estructurales, con ayuda y cumpliendo las disposiciones y requisitos establecidos en las Normas NEC 2011, ACI 318-08 y ANSI AISC 360-10.

Posteriormente se realizó un presupuesto referencial en base al análisis de precios unitarios de cada uno de los rubros necesarios, de modo que nos ayude a determinar cuál de las tres alternativas es la más factible desde el punto de vista económico.

Finalmente con los datos obtenidos de diseño y presupuesto, se realizó el análisis haciendo una comparación que muestra las ventajas y desventajas tanto en economía como en facilidad de construcción de cada una de las 3 alternativas, concluyendo que el edificio de hormigón armado es la solución más factible para la necesidad de residencias de los estudiantes de la Espol.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	viii
ÍNDICE GENERAL	x
INDICE DE FIGURAS.....	xv
INDICE DE TABLAS.....	xvii
ÍNDICE DE ECUACIONES	xix
ABREVIATURAS	xx
SIMBOLOGIA	xxi
CAPITULO I.....	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Alcance.....	3
1.3 Objetivos.....	5
1.3.1 Objetivo principal.....	5
1.3.2 Objetivos específicos	6
1.4 Enfoque y metodología	7
CAPITULO II.....	1
2. PREFACTIBILIDAD.....	1
2.1 Estudios preliminares	1
2.2 Recopilación y análisis de información existente	11
2.2.1 Censo de estudiantes fuera del Guayas.....	11
2.2.2 Estudio topográfico.....	13

2.3	Recopilación y análisis de información nueva.....	14
2.3.1	Diseño arquitectónico.....	14
2.3.2	Estudio geotécnico.....	16
2.4	Planteamiento de alternativas.....	19
2.4.1	Edificio de Hormigón armado.....	19
2.4.2	Edificio de estructura metálica.....	20
2.4.3	Edificio de estructura mixta columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural.....	20
CAPITULO III.....		21
3.	ESTUDIOS DEFINITIVOS.....	21
3.1	Diseño sísmico.....	21
3.1.1	Factor Z.....	22
3.1.2	Tipo de suelo.....	23
3.1.3	Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.....	24
3.1.4	Espectro elástico de diseño.....	25
3.1.5	Coefficiente de importancia.....	26
3.1.6	Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.....	27
3.1.7	Carga sísmica.....	27
3.1.8	Periodo fundamental.....	28
3.1.9	Cortante basal sísmico.....	29
3.1.10	Derivas admisibles.....	29
3.2	Diseño de edificio de hormigón armado.....	31

3.2.1	Espectro elástico e inelástico de diseño según NEC-2011	31
3.2.2	Modelo estructural SAP 2000	35
3.2.3	Distribución vertical de fuerzas sísmicas y pre dimensionamiento de elementos estructurales.	36
3.2.4	Predimensionamiento de vigas Pórtico eje X.....	36
3.2.5	Predimensionamiento de vigas Pórtico eje Y.....	40
3.2.6	Predimensionamiento de Columnas	44
3.2.7	Análisis Modal y cálculo de derivas admisible	46
	Periodo (Sap 2000).	46
3.2.8	Calculo de derivas de entrepiso	47
3.3	Diseño estructural del edificio de acero estructural	48
3.3.1	Arreglo estructural	48
3.3.2	Determinación de cargas.....	49
3.3.3	Diseño Sísmico en edificio de acero estructural	51
3.3.4	Espectro de aceleración elástica	52
3.3.5	Espectro de aceleración inelástica	53
3.3.6	Distribución sísmica Vertical.....	55
3.3.7	Revisión de derivas admisibles en edificio de acero estructural	56
3.4	Diseño estructural de edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural.....	57
3.4.1	Arreglo estructural	58
3.4.2	Determinación de cargas.....	59

3.4.3	Diseño Sísmico en edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural	60
3.4.4	Espectro de aceleración elástica	61
3.4.5	Espectro de aceleración inelástica	62
3.4.6	Distribución sísmica Vertical.....	64
3.4.7	Revisión de derivas admisibles en edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural	65
3.5	Presupuestos.....	66
3.5.1	Edificio de hormigón armado.....	66
3.5.2	Edificio de acero estructural	67
3.5.3	Edificio de columnas de hormigón Armado y Vigas metálicas ...	68
3.6	Determinación de la solución en base al criterio técnico – económico.	69
3.6.1	Estructura metálica.....	69
3.6.2	Estructura de hormigón armado	71
3.6.3	Estructura mixta conformada por columnas de hormigón armado y vigas metálicas.....	74
CAPÍTULO IV		75
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		75
4.1	Conclusiones	75
4.2	Recomendaciones.....	78
ANEXOS		

ANEXOS DE APUS

ANEXOS DE CALCULOS

ANEXOS DE PLANOS

BIBLIOGRAFIA Y RECOMENDACIONES

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Propuesta de implantación del edificio en Espol.	4
Figura 2: Diagrama de paste con porcentajes de ingreso de estudiantes por region	12
Figura 3: Topografía hecha por estudiantes de la Espol año 2012	13
Figura 4: Implantación Topográfica del edificio	14
Figura 5: Propuesta de diseño arquitectónico para un edificio residencial. ...	15
Figura 6: Información geológica de tipos de formaciones de la ciudad de Guayaquil.	17
Figura 7: Calicata realizada en terrenos de Espol.....	18
Figura 8: Muestra de roca presentación de capas de sedimentos	18
Figura 9: Muestra de roca.....	19
Figura 10: Mapa de zonas sísmicas del Ecuador para propósitos de diseño.	22
Figura 11: Espectro inelástico de diseño	33
Figura 12: Espectro inelástico de diseño	34
Figura 13: Modelo estructural del edificio de residencias estudiantiles.	35
Figura 14: Análisis estructural de fuerzas internas.....	35
Figura 15: Columna mas critica a prediseñar.....	44
Figura 16: Vista en Planta del edificio de acero estructural.....	48
Figura 17: Vista en elevación del edificio de acero estructural.....	48

Figura 18: Espectro elástico del edificio metálico.....	53
Figura 19: Espectro inelástico del edificio metálico	54
Figura 20: Vista en Planta del edificio Mixto.....	57
Figura 21: Vista en elevación del edificio Mixto.....	57
Figura 22: Espectro elástico del edificio mixto	62
Figura 23: Espectro inelástico del edificio metálico	63

INDICE DE TABLAS

Tabla I: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	23
Tabla II: Clasificación de perfiles de suelo.....	23
Tabla III: Tipo de suelos y Factores de sitio Fa.....	24
Tabla IV: Tipo de suelos y Factores de sitio Fd.....	24
Tabla V: Tipo de suelos y Factores de sitio Fs.....	25
Tabla VI: Categoría de edificio y coeficiente de importancia I, Tipos de usos, destinos e importancia de las estructura.....	26
Tabla VII: Coeficientes R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.	27
Tabla VIII: Valore de Ct y α para calcular el periodo fundamental.....	28
Tabla IX: Valores de derivas máximas expresados en función de la altura de piso.....	31
Tabla X: Calculo de periodos y aceleraciones espectro elástico.....	32
Tabla XI: Calculo de periodos y aceleraciones espectro inelástico.....	33
Tabla XII: Distribución vertical de fuerzas sísmicas.....	36
Tabla XIII: Distribución nueva de fuerzas sísmicas calculadas con el nuevo periodo.....	46
Tabla XIV: Distribución nueva de fuerzas sísmicas calculadas con el nuevo periodo.....	46

Tabla XV: Calculo de nuevas fuerzas laterales ingresadas en el modelo estructural en SAP 2000.....	47
Tabla XVI: Cálculo de derivas admisibles y su respectiva verificación	47
Tabla XVII: Distribución sísmica vertical en el eje X del edificio de acero estructural.....	55
Tabla XVIII: Distribución sísmica vertical en el eje Y del edificio de acero estructural.....	55
Tabla XIX: Cálculo de derivas admisibles y su respectiva verificación	56
Tabla XX: Cálculo de derivas admisibles y su respectiva verificación	56
Tabla XXI: Distribución sísmica vertical en el eje X del edificio de acero estructural.....	64
Tabla XXII: Distribución sísmica vertical en el eje X del edificio de acero estructural.....	64
Tabla XXIII: Cálculo y verificación de derivas admisibles.....	65
Tabla XXIV: Cálculo y verificación de derivas admisibles.	65
Tabla XXV: Presupuesto edificio de hormigón armado, descripción de rubros, unidades, cantidades y precios.....	66
Tabla XXVI: Presupuesto edificio metálico, descripción de rubros, unidades, cantidades y precios	67
Tabla XXVII: Presupuesto de edificio de columnas de hormigón armado y vigas metálicas, descripción de rubros, unidades, cantidades y precios.	68

ÍNDICE DE ECUACIONES

[Ecuación 1] Periodo de retorno.....	28
[Ecuación 2] Cortante basal sísmico	29
[Ecuación 3] Coeficiente sísmico	29
[Ecuación 4] Deriva admisible.....	30
[Ecuación 5] Periodo limite de variación inicial.....	31
[Ecuación 6] Periodo limite de variacion sismico.....	31
[Ecuación 7] Espectro de respuesta elástica región 1	32
[Ecuación 8] Espectro de respuesta elástica para $T_0=0$ en región 1	32
[Ecuación 9] Espectro de respuesta elástica para $T_c=0$ en región 1	32
[Ecuación 10] Espectro de respuesta elástica en la región 2	32
[Ecuación 11] Espectro de respuesta elástica en la región 3	32
[Ecuación 12] Peso sísmico efectivo.....	34
[Ecuación 13] Coeficiente relacionado en el periodo T	36
[Ecuación 14] Fuerza lateral aplicada en un determinado piso	36

ABREVIATURAS

ASCE	American Society and Civil Engineers
ATMD	American Society for testing and material
CEMA	Centro de estudios del medio ambiente
EDCOM	Escuela de diseño y comunicación visual
FICT	Facultad en ciencias de la tierra
H.A.	Hormigón Armado
H.S.	Hormigón Simple
INEC	Instituto Nacional de Estadística y Censos
ISO	International Organization for Standardization
Msnm	Metros sobre el nivel del mar
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
NEC	Norma ecuatoriana de la construcción
NEVI	National Earthquake Hazards Reduction Program
OGC	Open Geospatial Consortium
SEAOC	Structural Engineers Association of California

SIMBOLOGIA

Ab	Área de la edificación en su base
Ax	Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural
Ct	Coeficiente que depende del tipo de edificio
Ta	Periodo fundamental de vibración
Ve	Cortante basal elástico
D	Carga muerta
DBF	Diseño basado en fuerzas
DBD	Diseño directo basado en desplazamientos
L	Sobre carga viva
W	Carga sísmica relativa
Ig	Inercia gruesa
Ksi	Kilogramo sobre pulgada cuadrada
I	Coeficiente de importancia
g	Aceleración o intensidad de gravedad
Fd	Coeficiente de amplificación de suelos en la zona de ordenadas del espectro de respuesta
H	Altura
H	Peralte de una viga
Fs	Coeficiente de amplificación del suelo

min	Minuto
mm	Milímetro
E.	Efectos de las fuerzas sísmicas
S	Segundo
T	Período de retorno
Fa	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cor

CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL) es considerada una de las mejores universidades del país y reconocida así a nivel mundial, esta brinda una gran variedad de carreras en ingeniería y tecnología volviéndose una de las principales alternativas de los estudiantes para seguir una carrera universitaria; luego de convertirse en universidad pública la institución ha incrementado tanto sus exigencias académicas como el número de estudiantes.

No solo alumnos de la ciudad sino también de todas las provincias del país que buscan la oportunidad de obtener un título profesional en una de las universidades de mayor prestigio en el Ecuador.

Debido al incremento de estudiantes, la universidad se ha visto en la necesidad de llevar a cabo diversos proyectos de Ingeniería civil, siendo principalmente la construcción de edificaciones para usos académicos en cada una de sus respectivas facultades (Celex, Edcom), otros proyectos tales como la remodelación y ampliación de la biblioteca central, un edificio para la Liga deportiva politécnica, nuevos laboratorios en diversas facultades, nuevos comedores, ciclovía; y varios más.

Todas estas obras de ingeniería tienen la finalidad de mejorar la calidad de vida de los estudiantes brindando amplios espacios de estudio, mayor comodidad para el desenvolvimiento de las actividades académicas, disminución del congestionamiento en horas de salida. Pero hay un punto que la universidad ha descuidado el incremento de estudiantes de diversas provincias que no cuentan con un familiar en la ciudad y que tienen dificultades a la hora de encontrar un lugar de residencia adecuado como estancia para la resolución de tareas,

avance de proyectos en general, y principalmente un lugar para descansar.

De acuerdo a diversos estudios estadísticos del año 2010 la Espol da cabida a 9945 estudiantes de los cuales aproximadamente el 21.67 % son jóvenes que provienen de otras provincias, la Espol como institución está en la obligación de crear centros residenciales para mencionados alumnos.

En el año 2012 fueron construidas dentro del campus dos zonas residenciales para alumnos extranjeros que residen en el país, no tomando en cuenta a los alumnos nacionales que provienen de otras provincias; por este motivo nuestro proyecto consiste en el diseño estructural de un nuevo condominio que será ubicado dentro del campus teniendo como objetivo principal disminuir la cantidad de estudiantes afectados por la falta de residencias estudiantiles en la Espol.

1.2 Alcance

Según los diferentes puntos indicados en los antecedentes, y con el fin de realizar un proyecto de fin de carrera para la obtención del título de Ingeniería Civil, se dará como solución la creación de un condominio

habitacional, estudiando la viabilidad de dicho proyecto desde el punto de vista estructural y económico, con la finalidad de determinar la factibilidad y beneficios que otorgaran la construcción de dicho condominio.

La ubicación del edificio residencial será a un lado de la vía que une EDCOM con la FICT cerca del parqueadero del CEMA y al frente del coliseo.

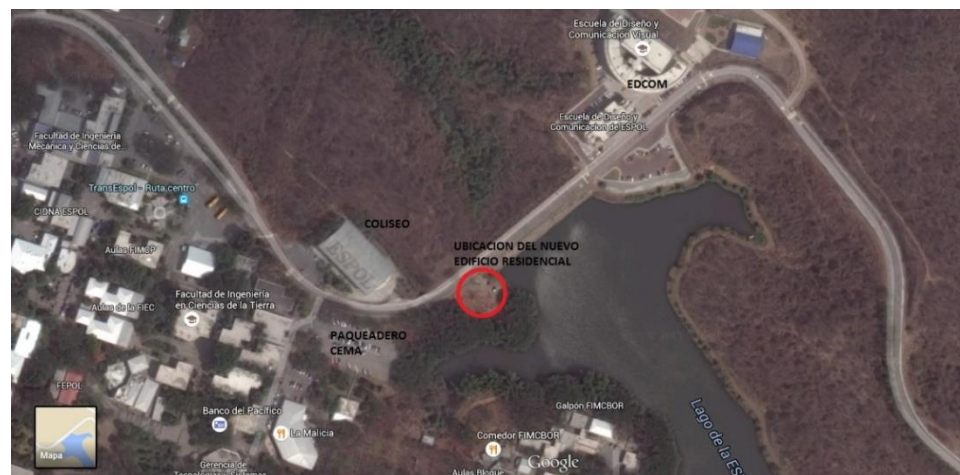


Figura 1: Propuesta de implantación del edificio en Espol.

Fuente: Aplicación Google Maps.

Coordenadas geográficas:
Longitud= -79.963333, Latitud= -2.145333
Coordenadas UTM:
X=615.293, Y=9'762.820

En el presente proyecto de graduación se presentaran tres soluciones estructurales, las cuales deben contar con un diseño seguro, funcional y económico.

- Estructuras de hormigón armado.
- Estructuras metálicas.
- Estructura mixta con columnas de hormigón armado y vigas metálicas.

Posterior al diseño de las 3 estructuras se procederá a realizar el cálculo del presupuesto en base a la cantidad de material necesario para la construcción de cada una de las alternativas indicadas, para finalizar se determinara cuál de las 3 propuestas es la más factible analizándolas desde los puntos de vista económicos y constructivos.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo principal

Determinar una solución estructural a la falta de edificios residenciales para los estudiantes de la Espol, aplicando normas actualizadas y los conocimientos adquiridos a los largo de la carrera de Ingeniería Civil.

1.3.2 Objetivos específicos

- Estimar mediante la recopilación de información la cantidad de estudiantes nacionales de otras provincias que estén estudiando en la Espol.
- Elaborar un plano arquitectónico que muestre la distribución de los cuartos para el edificio a construir.
- Determinar el lugar adecuado donde se ubicara el edificio residencial, a partir de información topográfica obtenida de los terrenos de la Espol.
- Realizar mediante ensayos si es posible o investigación un estudio geotécnico que permita conocer la capacidad de carga del suelo donde se ubicara el edificio.
- Establecer 3 propuestas estructurales que den solución a la falta de residencias estudiantiles en la Espol.
- Desarrollar los diseños sismoresistente de cada una de las propuestas dadas, mediante el uso de las Normas y reglamentos vigentes en el país.
- Elaborar un presupuesto referencial basado en precios actualizados en el mercado, que permita calcular el costo de construcción de cada alternativa estructural.

- Determinar la solución más adecuada, partiendo desde un análisis de factibilidad de las 3 propuestas indicadas desde los puntos de vista económico y constructivo.

1.4 Enfoque y metodología

La metodología está compuesta en primer lugar por la recopilación de información existente tales como, estudio estadísticos realizados en investigaciones o tesis anteriores que servirá para estimar la cantidad de estudiantes politécnicos que provienen de otras provincias, y estudios topográficos actuales de los terrenos de la Espol ubicado en el campus Gustavo Galindo de la ciudad de Guayaquil, estos estudios deberán contener coordenadas y cotas reales (Altitudes). Posteriormente se elaborara la implantación del edificio sobre un área determinada.

En el sitio donde se ubicara la estructura se realizara una calicata para la extracción de una muestra de suelo, la cual será sometida a ensayos establecidos en normativas que nos permita calcular la capacidad de carga del suelo; en caso de encontrar roca se procederá a investigar sobre la formación geológica del sitio y a estimar mediante recopilación de datos la resistencia de la roca.

Una vez obtenida toda la información necesaria se establecerán 3 alternativas estructurales diferentes que darán una solución al problema establecido. Con todos los datos procesados se llevara a cabo el estudio preliminar del proyecto de “Diseño estructural de un edificio residencial para los estudiantes de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL)”.

En el estudio definitivo del proyecto se realizara el diseño estructural de cada una de las alternativas propuestas, considerando que el país se encuentra en una zona sísmicamente activa el diseño estructural realizado será sismorresistente, el cual incluye conceptos de Ingeniería Sísmica esto se lograra haciendo uso de normas y reglamentos actualmente vigentes en el país, tales como la NEC-2011, ACI 318-08 y AISC 360-10.

El procedimiento para el diseño de cada uno de los elementos estructurales será:

1. Seleccionar las cargas adecuadas para el correcto diseño de este tipo de edificaciones.
2. Predimensionamiento de los principales elementos estructurales.

3. Elaborar la modelación de la estructura en el programa computacional Sap 2000, con el fin de obtener los esfuerzos internos, reacciones y derivas de los elementos.
4. Realizar el diseño estructural de acuerdo a los materiales y criterios elegidos anteriormente.
5. Detallar los componentes estructurales para cada uno de los niveles del edificio, y la presentación correspondiente de los planos estructurales.

Con el diseño terminado se tendrá un análisis de precios unitarios actualizados con el que se elaborara un presupuesto referencial para cada una de las propuestas estructurales mencionadas, observando cual es la opción más factible desde el punto de vista económico.

Finalmente se seleccionara cual es la alternativa estructural más factible desde los puntos de vistas de costo y construcción, siendo esta la solución al problema que tiene la Espol sobre la falta de residencias estudiantiles.

Cabe recalcar que el siguiente proyecto de graduación abarca el diseño estructural, diseño arquitectónico y el presupuesto de cada una de las estructuras propuestas. El diseño de los sistemas de agua potable, aguas servidas y sistema eléctrico no se incluyen en este proyecto.

CAPITULO II

2. PREFACTIBILIDAD

2.1 Estudios preliminares

Todo diseño estructural debe contar no solo con la información de los planos arquitectónicos, eléctricos y sanitarios, sino también con el respectivo estudio topográfico, geotécnico, hidráulico, ambiental y social; ya que de estos factores dependerá que se realice un correcto diseño; además también determinara si es factible o no construir el edificio en algún lugar en específico.

Para llevar a cabo el diseño del edificio será necesario la recopilación de la siguiente información:

- Diseño arquitectónico.
- Diseño estructural.
- Estudios geotécnicos.
- Estudios topográficos.
- Censo de estudiantes fuera del Guayas que pertenezcan a la Espol.

2.2 Recopilación y análisis de información existente

2.2.1 Censo de estudiantes fuera del Guayas

A lo largo del tiempo la Espol ha hecho diversos estudios estadísticos que le han permitido llevar un registro contable de sus estudiantes, conociendo así porcentajes aproximados de estudiantes que viven dentro y fuera de la provincia del Guayas. De acuerdo a datos recopilados en el año 2009 la Espol daba cabida a 9945 estudiantes de los cuales según fuente de Secretaría técnica académica el 21.67% pertenecían a diferentes provincias. Para el año 2012 luego del cambio de leyes y la gratuidad de la educación se estimó un ingreso por colegio de

1599 estudiantes de los cuales un 17% vivían fuera de la provincia del Guayas, siendo ambos porcentajes valores muy cercanos.

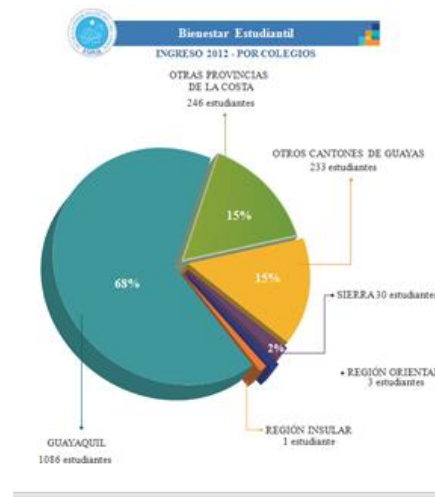


Figura 2: Diagrama de paste con porcentajes de ingreso de estudiantes por region

Fuente: Oficinas de Admisiones bienestar estudiantil ESPOI.

Partiendo de esta cantidad se estimó que el edificio de Residencia Universitaria servirá de alojamiento para 136 estudiantes, siendo este un pequeño porcentaje del representado anteriormente el cual servirá para realizar el diseño arquitectónico y estructural posteriormente.

2.2.2 Estudio topográfico

Se realizaron dos estudios topográficos, uno hace aproximadamente 2 años donde se usó el método de las cuadrículas con el uso de jalón y cinta para la planimetría, y nivel para la altimetría; este plano sirvió para establecer el área disponible para construcción del edificio la cual es de 583 m² y las profundidades de la cimentación establecidas para el diseño.

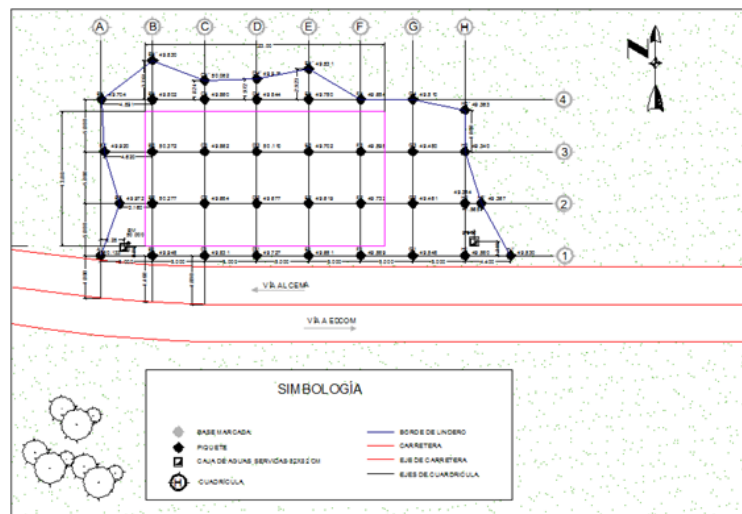


Figura 3: Topografía hecha por estudiantes de la Espol año 2012

Fuente: Proyecto topográfico hecho por estudiantes de la materia Topografía.

El segundo estudio topográfico fue realizado por la Espol, este comprende la totalidad del área en la que estará ubicada la estructura, contiene coordenadas, cotas reales y curvas de nivel

generadas por medio del programa CivilCad, dicho plano servirá para la correcta descripción de las alturas en el edificio por medio de las cotas reales.

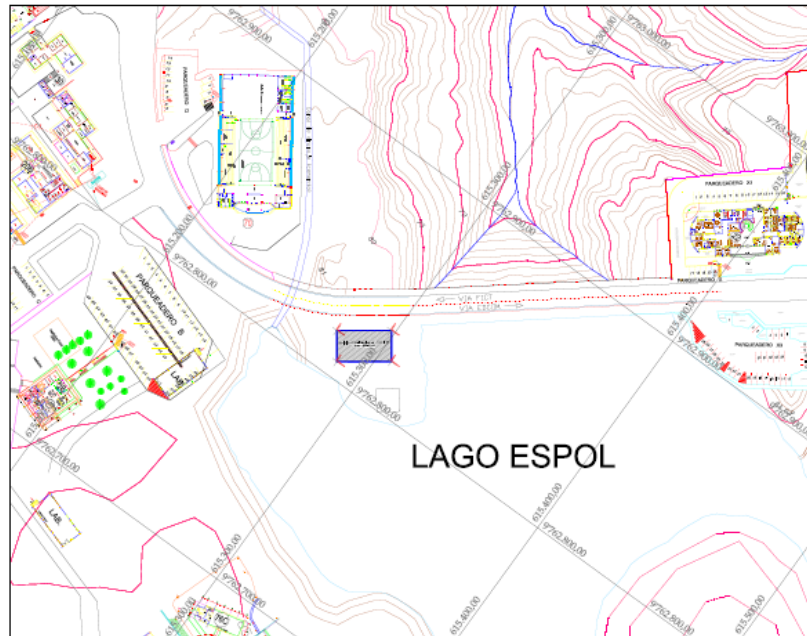


Figura 4: Implantación Topográfica del edificio

Fuente: Departamento de infraestructura física Espol.

2.3 Recopilación y análisis de información nueva.

2.3.1 Diseño arquitectónico.

El siguiente proyecto integrador tiene como propuesta arquitectónica una edificación ubicada dentro del Campus Gustavo Galindo de uso residencial y de un solo bloque de 5 pisos con una altura total de 18 m,

el edificio estará compuesto por 34 departamentos, repartidos de la siguiente manera, 6 dormitorios y 2 baños en la planta baja y 7 dormitorios y 2 baños en los pisos restantes.

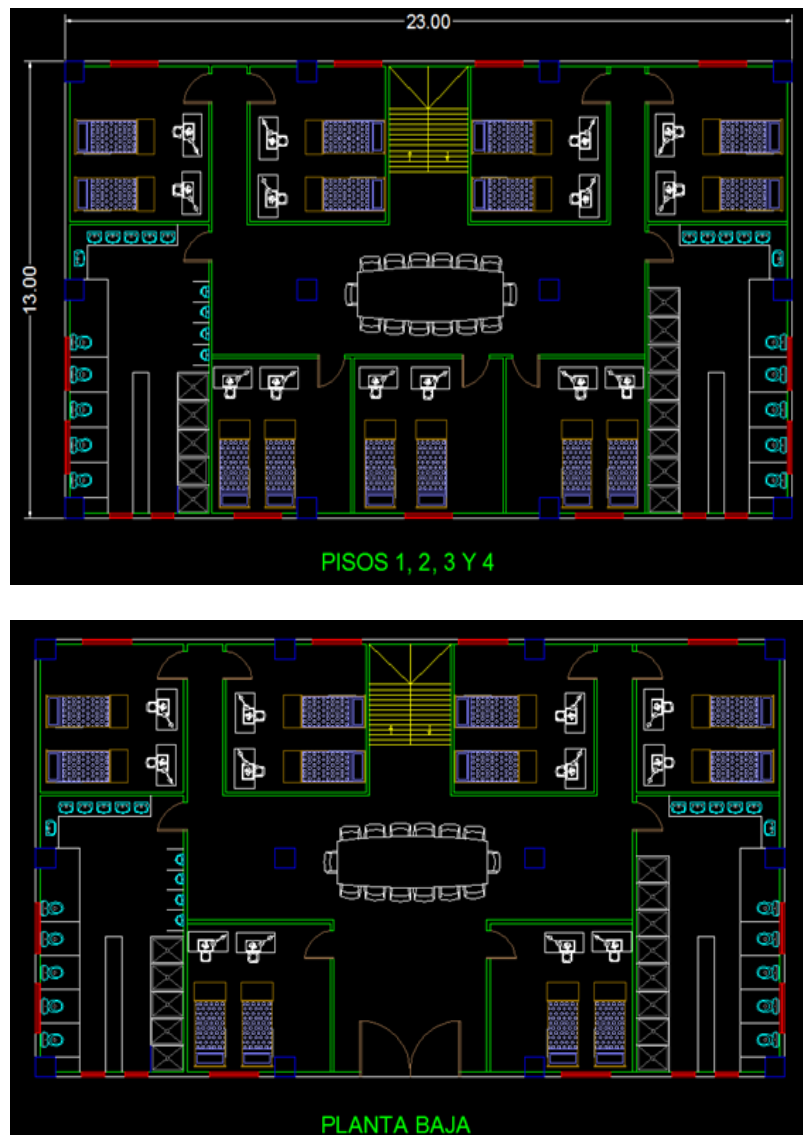


Figura 5: Propuesta de diseño arquitectónico para un edificio residencial.

Fuente: Los autores.

Descripción de los pisos:

- Planta baja: Ingreso, Hall principal, mesa general de estudio, escalera principal dormitorios y baños.
- Planta típica 1ero – 5to Piso: Mesa general de estudio, escalera principal dormitorios y baños.
- Dormitorios: Ingreso, 2 literas para 4 personas, 2 escritorios para estudio personal.
- Baños hombres: Ingreso, 4 sanitarios normales, 1 sanitario para discapacitados, 5 duchas, 4 urinarios y 6 lavamanos.
- Baños mujeres: Ingreso, 4 sanitarios normales, 1 sanitario para discapacitados, 8 duchas y 6 lavamanos.

2.3.2 Estudio geotécnico

Una de las principales fuentes de información es el mapa geológico de Guayaquil, ya que nos indica en qué formación geológica se encuentra el lugar donde se llevará a cabo la construcción de nuestro proyecto, siendo esta la formación Cayo la cual está comprendida por arenisca, grauvaca, toba y aglomerado.

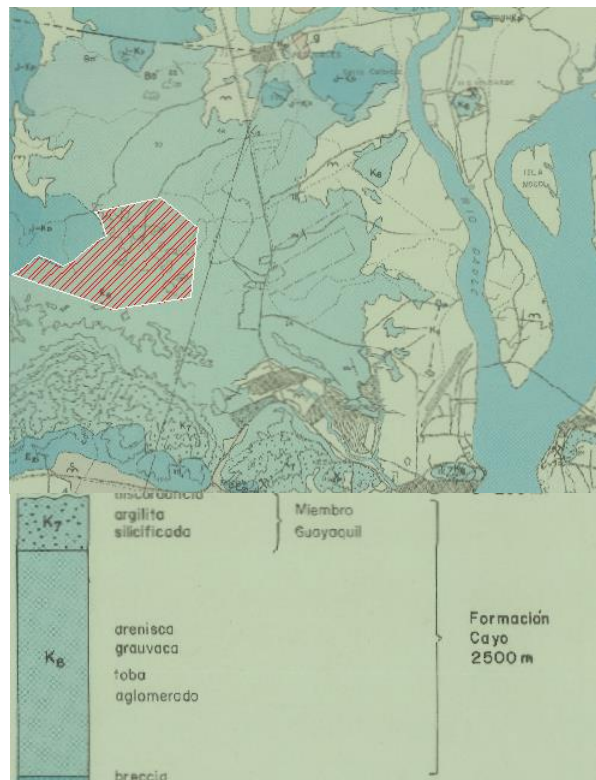


Figura 6: Información geológica de tipos de formaciones de la ciudad de Guayaquil.

Fuente: Dirección de geología y minas.

De acuerdo a estudios realizados anteriormente el suelo de la Espol presenta características diferentes en cada área estudiada, por esta razón y debido a la magnitud del proyecto el método de muestreo usado fue calicatas, el cual consistió en excavar aproximadamente 80 cm entre capa vegetal y suelo meteorizado.



Figura 7: Calicata realizada en terrenos de Espol

Fuente: Los autores.

Después de excavar 80 cm de suelo se encontró roca, esta presentaba una estructura estratificada o por capas la cual es una característica propia de rocas sedimentarias.



Figura 8: Muestra de roca presentación de capas de sedimentos

Fuente: Los autores.



Figura 9: Muestra de roca

Fuente: Los autores.

Posteriormente se intentó realizar ensayos para definir la resistencia de la roca, por motivo de la dificultad de estos ensayos y por la falta de tiempo no se concluyeron, según la información previamente disponible se determinó que la capa de roca encontrada tiene una resistencia de 25 Ton/m².

2.4 Planteamiento de alternativas

2.4.1 Edificio de Hormigón armado.

Una de las principales soluciones será el diseño estructural con hormigón armado, como se sabe es la solución más utilizada en nuestro país porque contamos con los materiales necesarios para la construcción de este tipo de edificaciones, además de no necesitar de una mano de obra altamente calificada.

2.4.2 Edificio de estructura metálica.

La segunda alternativa para el diseño del edificio residencial es una estructura metálica, formado con elementos de acero estructural, el cual cuenta con una gran ventaja que es el tiempo de construcción.

2.4.3 Edificio de estructura mixta columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural.

Como última solución se planteó el diseño de una estructura mixta que sea factible, el edificio estará compuesto por columnas de hormigón armado que ayudara a resistir los esfuerzos de compresión, como se sabe el punto fuerte del hormigón es resistir este tipo de esfuerzos. El acero estructural tiene un buen desempeño ante cualquier tipo de carga, por este motivo será usado para el diseño de las vigas del edificio.

CAPITULO III

3. ESTUDIOS DEFINITIVOS

3.1 Diseño sísmico.

Se presentaran un grupo de requisitos mínimos, para el diseño de estructuras que estarán sujetas a los efectos de terremotos en algún momento de su vida útil. La respuesta de un edificio ante solicitaciones sísmicas del suelo se caracteriza por aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos, en particular de los pisos en el caso de edificios. Los requisitos presentados se basan en el comportamiento elástico lineal y no lineal de estructuras de edificación.

El objetivo de la filosofía de diseño basada en desempeño busca evitar la pérdida de vidas humana impidiendo el colapso de la estructura. La protección debe ser en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para los edificios de ocupación especial y esencial.

3.1.1 Factor Z

Para las estructuras de uso normal se usa el factor Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

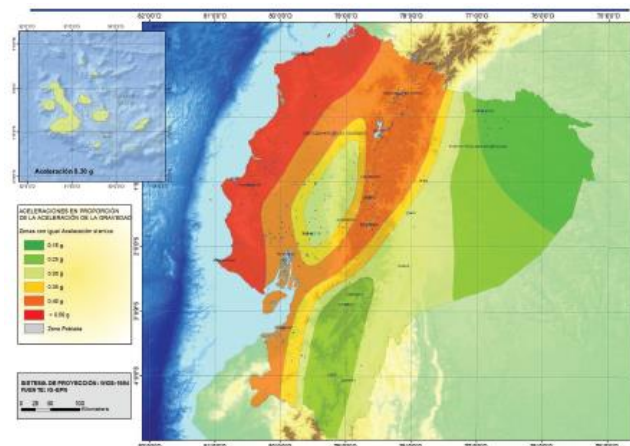


Figura 10: Mapa de zonas sísmicas del Ecuador para propósitos de diseño.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla I: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

3.1.2 Tipo de suelo

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 380$ m/s

Tabla II: Clasificación de perfiles de suelo.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

3.1.3 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Tabla III: Tipo de suelos y Factores de sitio Fa.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

Tabla IV: Tipo de suelos y Factores de sitio Fd.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

Tabla V: Tipo de suelos y Factores de sitio F_s .

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

3.1.4 Espectro elástico de diseño

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 los siguientes factores:

- El factor de zona sísmica Z .
- El tipo de suelo del sitio de ubicación de la estructura.
- Los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).

- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente.

3.1.5 Coeficiente de importancia

El objetivo del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de uso deben permanecer operativas o sufrir mayores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla VI: Categoría de edificio y coeficiente de importancia I, Tipos de usos, destinos e importancia de las estructura.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

3.1.6 Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñan para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

Tabla VII: Coeficientes R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

3.1.7 Carga sísmica

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo. Independientemente del método de análisis se usará la siguiente carga sísmica reactiva W.

Caso general

$$W=D$$

Dónde D Carga muerta total de la estructura

3.1.8 Periodo fundamental

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 1}$$

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	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla VIII: Valore de C_t y α para calcular el periodo fundamental.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

Una vez dimensionada la estructura, los períodos fundamentales deben re-calcularse por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en interacciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10%.

3.1.9 Cortante basal sísmico

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = C_s * W \quad \text{Ecuación 2}$$

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E}; I = 1; R = 8; \phi_p = 1; \phi_E = 1 \quad \text{Ecuación 3}$$

3.1.10 Derivas admisibles

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando sustancialmente el diseño conceptual.

Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas. Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.

El cálculo de las derivas de piso incluirá:

- Las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales
- Los efectos de segundo orden P- Δ

La deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad \text{Ecuación 4}$$

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

1. 0.5 I para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
2. 0.8 I para columnas
3. 0.6 I para muros estructurales

La deriva máxima para determinado piso no sobrepasará los límites de deriva inelástica mostrados en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima obtiene como un porcentaje de la altura de piso:

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla IX: Valores de derivas máximas expresados en función de la altura de piso.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

3.2 Diseño de edificio de hormigón armado.

3.2.1 Espectro elástico e inelástico de diseño según NEC-2011

Suelo tipo C y Z = 0.4

$$F_a = 1.2$$

$$F_d = 1.3$$

$$F_s = 1.3$$

$$T_0 = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.1 * 1.3 * \frac{1.3}{1.2} = 0.14 \text{ s} \quad \text{Ecuación 5}$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.55 * 1.3 * \frac{1.3}{1.2} = 0.77 \text{ s} \quad \text{Ecuación 6}$$

Región 1: $T \leq T_0$

$$S_a = Z * F_a * \left(1 + (n - 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) \right); n = 1.8 \quad \text{Ecuación 7}$$

$$T = 0; S_a = 0.4 * 1.2 * \left(1 + (1.8 - 1) \left(\frac{0}{0.14} \right) \right) = 0.480 \quad \text{Ecuación 8}$$

$$T = 0.14; S_a = 0.4 * 1.2 * \left(1 + (1.8 - 1) \left(\frac{0.14}{0.14} \right) \right) = 0.864 \quad \text{Ecuación 9}$$

Región 2: $T_0 < T \leq T_c$

$$S_a = Z * F_a * n \quad \text{Ecuación 10}$$

$$S_a = 0.4 * 1.2 * 1.8 = 0.864$$

Región 3: $T > T_c$

$$S_a = Z * F_a * n * \left(\frac{T_c}{T} \right)^r; r = 1 \quad \text{Ecuación 11}$$

T	Sa
1	0.665
1.5	0.443
2	0.332
2.5	0.266
3	0.221
3.5	0.190
4	0.166

Tabla X: Calculo de periodos y aceleraciones espectro elástico

$$C_s = S_a * \frac{I}{R}; I = 1, R = 8 \quad \text{Ecuación 12}$$

T	Sa	Cs
0.00	0.00	0.000
0.14	0.86	0.108
0.77	0.86	0.108
1.00	0.67	0.084
1.50	0.45	0.056
2.00	0.33	0.042
2.50	0.27	0.033
3.00	0.22	0.028
3.50	0.19	0.024
4.00	0.17	0.021

Tabla XI: Calculo de periodos y aceleraciones espectro inelástico

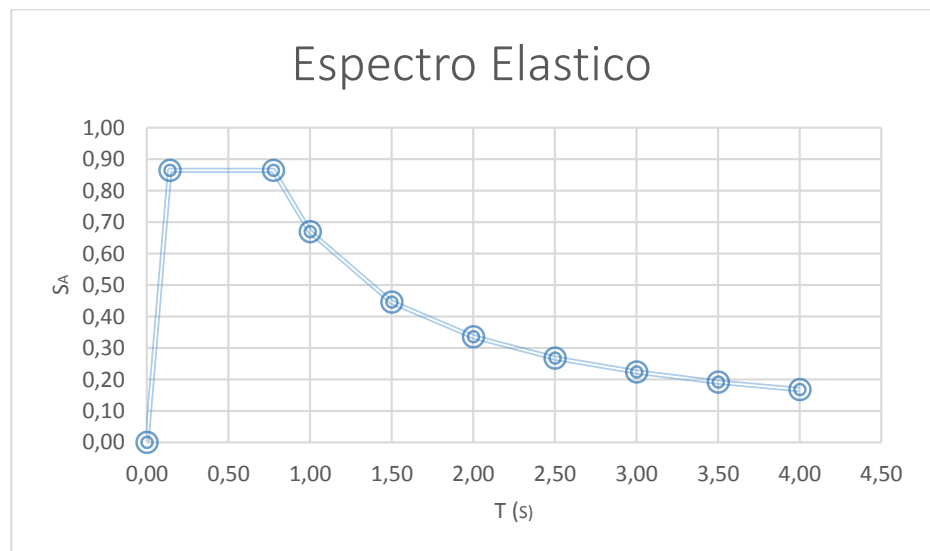


Figura 11: Espectro inelástico de diseño

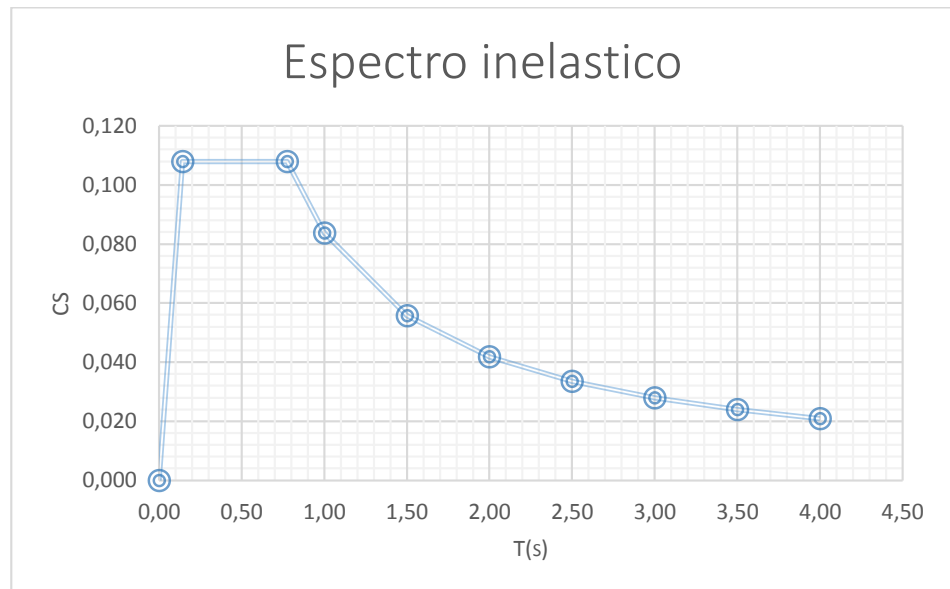


Figura 12: Espectro inelástico de diseño

Periodo fundamental de la estructura

Ecuación 1: $T = C_t * h_n^\alpha$; $C_t = 0.047$; $\alpha = 0.9$; $h_n = 18 \text{ m}$.

$$T = 0.047 * 18^{0.9} = 0.634 \text{ s.}; T_x = T_y$$

Peso sísmico efectivo

$$W = (W_d + W_{pp})A * N \quad \text{Ecuación 13}$$

$$1 - 4\text{to piso} \rightarrow W = (0.56 + 0.4) * 293.76 * 4 = 1116.29 \text{ ton.}$$

$$5\text{to piso} \rightarrow W = (0.36 + 0.4) * 293.76 * 1 = 223.6 \text{ ton.}$$

$$W = 1116.29 + 223.6 = 1339.55 \text{ ton.}$$

Coefficiente de respuesta sísmica

$$T = 0.634 \text{ s} \rightarrow S_a = 0.864.$$

Ecuación 3: $C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E}$; $I = 1$; $R = 8$; $\phi_p = 1$; $\phi_E = 1$

$$C_s = 0.144 = 14.4 \%$$

Cortante basal sísmico

$$\text{Ecuación 2: } V = C_s * W = 0.144 * 1339.55 = 144.67 \text{ ton.}$$

$$V_x = V_y = 144.67 \text{ ton.}$$

3.2.2 Modelo estructural SAP 2000

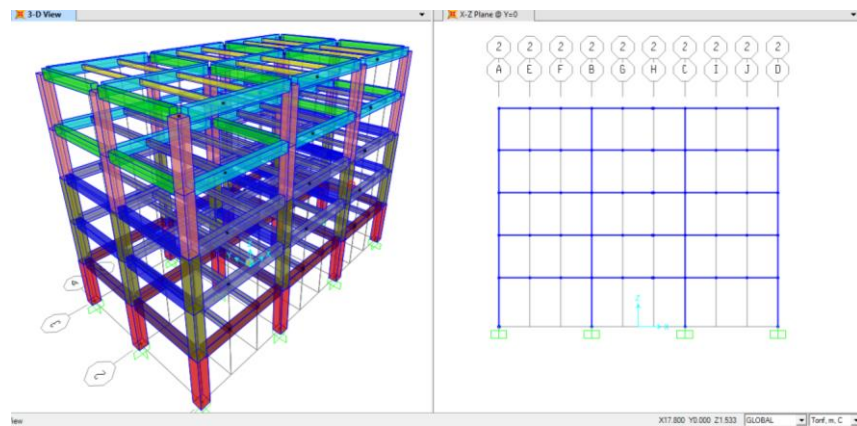


Figura 13: Modelo estructural del edificio de residencias estudiantiles.

Fuente: Sap 2000.

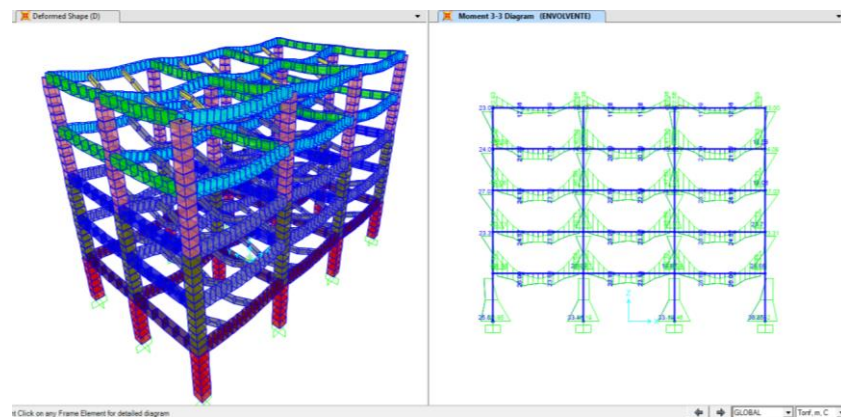


Figura 14: Análisis estructural de fuerzas internas.

Fuente: Sap 2000.

3.2.3 Distribución vertical de fuerzas sísmicas y pre dimensionamiento de elementos estructurales.

$$K = 0.75 + 0.5T \quad \text{Ecuación 14}$$

$$K = 0.75 + 0.5 * 0.634 = 1.067; K_x = K_y$$

$$F = C_v * V; C_v = \frac{W * h^K}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^K} \quad \text{Ecuación 15}$$

Distribución de vertical de fuerzas sísmicas						
Nivel	Altura	Wx	Whx^k	Cvx	Fx	Vx
5.00	18.00	223.26	4874.80	0.29	41.64	41.64
4.00	14.50	279.07	4838.24	0.29	41.33	82.97
3.00	11.00	279.07	3603.26	0.21	30.78	113.75
2.00	7.50	279.07	2394.69	0.14	20.46	134.21
1.00	4.00	279.07	1224.63	0.07	10.46	144.67
		Σ	16935.62	1.00		

Tabla XII: Distribución vertical de fuerzas sísmicas.

3.2.4 Predimensionamiento de vigas Pórtico eje X

Estimar momento por carga muerta M_d

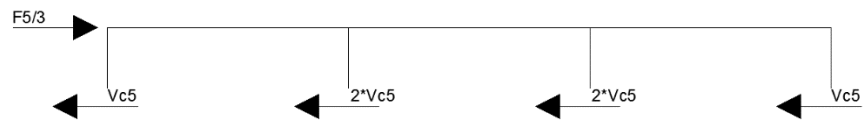
- $W_d + W_{pp} = 0.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \approx 0.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
- $q_d = 0.8 * 6.40 = 5.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $M_d^- = -\frac{q_d * L_n^2}{10}$; Se asumen columnas de 40 * 40
- $M_d^- = -\frac{q_d * L_n^2}{10} = \frac{5.12 * 7.25^2}{10} = 26.91 \text{ ton} * \text{m}$

Estimar momento por carga viva M_L

- $W_L = 0.34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
- $q_L = 0.34 * 6.40 = 2.18 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $M_L^- = -\frac{q_L * L_n^2}{10}$; Se asumen columnas de 40 * 40
- $M_L^- = -\frac{q_L * L_n^2}{10} = \frac{2.18 * 7.25^2}{10} = 11.46 \text{ ton} * \text{m}$

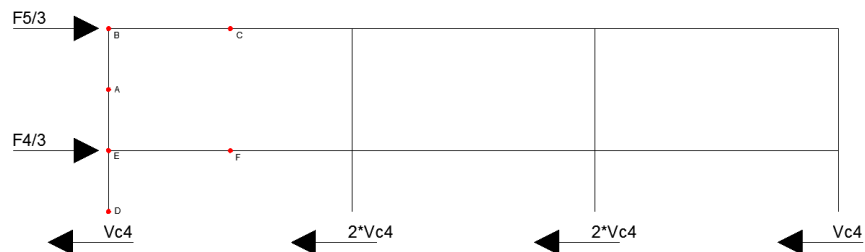
Estimar momento por Sismo

$$F_5 = 57.78 \text{ ton.} \rightarrow 3 \text{ porticos} \rightarrow \frac{F_5}{3} = 19.26 \text{ ton.}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow 19.26 = 6 * V_{c5} \rightarrow V_{c5} = 3.21 \text{ ton.}$$

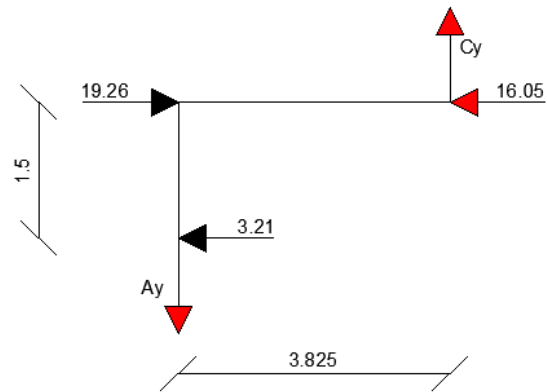
$$F_4 = 61.07 \text{ ton.} \rightarrow 3 \text{ porticos} \rightarrow \frac{F_4}{3} = 20.36 \text{ ton.}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow 19.26 + 20.36 = 6 * V_{c4} \rightarrow V_{c4} = 6.60 \text{ ton.}$$

Encontrar fuerzas internas del elemento.

SUBESTRUCTURA A-B-C

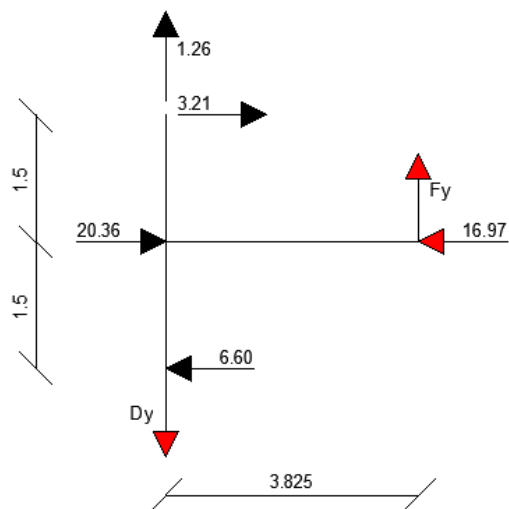


$$\sum M_C = 0 \rightarrow Ay * 3.825 - 3.21 * 1.52 = 0$$

$$Ay = \frac{3.21 * 1.5}{3.825} = 1.26 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow Cy - Ay = 0 \rightarrow Cy = 1.26 \text{ ton.}$$

SUBESTRUCTURA A-E-F-D

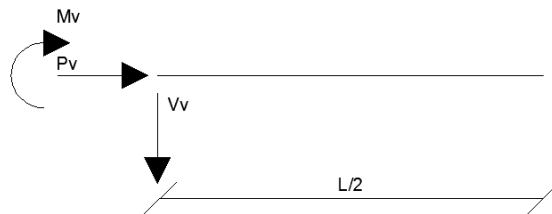


$$\sum M_F = 0 \rightarrow -6.6 * 1.5 - 3.21 * 1.5 - 1.26 * 3.825 + D_y * 3.825 = 0$$

$$D_y = \frac{6.6 * 1.5 + 3.21 * 1.5 + 1.26 * 3.825}{3.825} = 5.10 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow 1.26 + F_y - D_y = 0 \rightarrow F_y = 3.84 \text{ ton.}$$

Calculo de M_L



$$M_V = V_V * \frac{L}{2} \rightarrow M_V = 3.84 * 3.825 = 14.69 \text{ ton * m}$$

En cara de la columna

$$\frac{3.825}{14.69} = \frac{3.625}{X} \rightarrow X = 13.92 \text{ ton * m}$$

Predimensionamiento de vigas

$$M_U = 1.2 * M_D + 1.6M_L \rightarrow M_U = 1.2 * 26.91 + 1.6 * 11.46 = 50.63 \text{ ton * m}$$

$$M_U = 1.2 * M_D + M_E + M_L \rightarrow M_U = 1.2 * 26.91 + 13.92 + 11.46 = 57.67 \text{ ton * m}$$

$$M_U = 57.67 \text{ ton * m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{b * K_u}} = \sqrt{\frac{57.67 * 10^5}{40.6 * 45}} = 56.18 \text{ cm} + 6 \text{ cm} = 62.18 \text{ cm.}$$

Adoptar sección de 45 * 65

Revisión de cortante

$$V_D = \frac{1.15}{2} * q_D * L = \frac{1.15 * 5.12 * 7.25}{2} = 21.34 \text{ ton}$$

$$V_L = \frac{1.15}{2} * q_L * L = \frac{1.15 * 2.18 * 7.25}{2} = 9.09 \text{ ton}$$

$$V_U = 1.2 * V_D + 1.6V_L \rightarrow V_U = 1.2 * 21.34 + 1.6 * 9.09 = 40.15 \text{ ton}$$

$$V_U = 1.2 * V_D + V_E + V_L \rightarrow V_U = 1.2 * 21.34 + 3.84 + 9.09 = 38.54 \text{ ton}$$

$$V_U = 40.15 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{280} * 45 * 59 = 23.54 \text{ ton.}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c = \frac{40.15}{0.75} - 23.54 = 29.99 \text{ ton}$$

$$V_s = 2.2\sqrt{f'c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 45 * 59 = 97.73 \text{ ton}$$

$$29.99 \leq 97.73 \rightarrow \text{Ok.}$$

3.2.5 Predimensionamiento de vigas Pórtico eje Y

Estimar momento por carga muerta M_d

- $W_d + W_{pp} = 0.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \approx 0.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
- $q_d = 0.8 * 7.65 = 6.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $M_d^- = -\frac{q_d * Ln^2}{9}$; Se asumen columnas de 40 * 40
- $M_d^- = -\frac{q_d * Ln^2}{10} = \frac{6.12 * 6^2}{10} = 24.48 \text{ ton} * \text{m}$

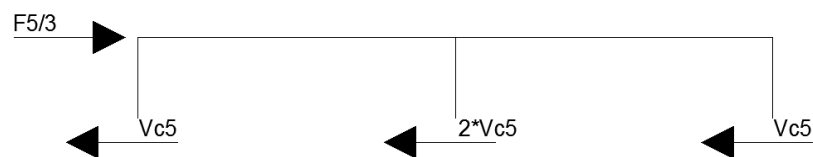
Estimar momento por carga viva M_L

- $W_L = 0.34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

- $q_L = 0.34 * 7.65 = 2.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $ML^- = -\frac{q_L * Ln^2}{10}$; Se asumen columnas de $40 * 40$
- $ML^- = -\frac{q_L * Ln^2}{10} = \frac{2.60 * 6^2}{10} = 10.40 \text{ ton} * \text{m}$

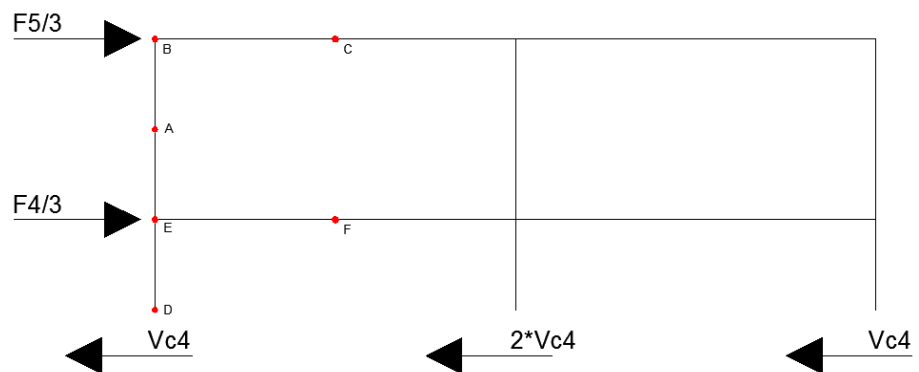
Estimar momento por Sismo

$$F_5 = 57.78 \text{ ton.} \rightarrow 4 \text{ porticos} \rightarrow \frac{F_5}{4} = 14.44 \text{ ton.}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow 14.44 = 4 * V_{C5} \rightarrow V_{C5} = 3.61 \text{ ton.}$$

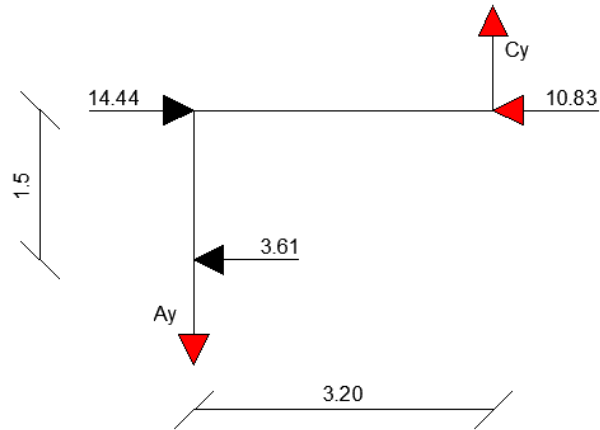
$$F_4 = 61.07 \text{ ton.} \rightarrow 4 \text{ porticos} \rightarrow \frac{F_4}{4} = 15.27 \text{ ton.}$$



$$\sum F_x = 0 \rightarrow 14.44 + 15.27 = 4 * V_{C4} \rightarrow V_{C4} = 7.43 \text{ ton.}$$

Encontrar fuerzas internas del elemento.

SUBESTRUCTURA A-B-C

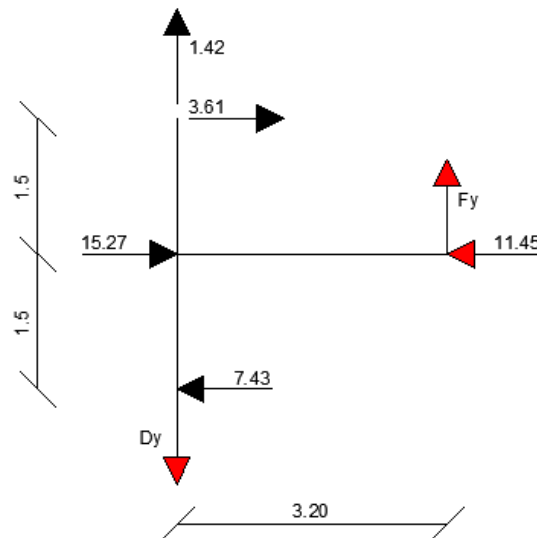


$$\sum M_C = 0 \rightarrow Ay * 3.2 - 3.61 * 1.5 = 0$$

$$Ay = \frac{3.61 * 1.5}{3.20} = 1.69 \text{ ton}$$

$$\sum Fy = 0 \rightarrow Cy - Ay = 0 \rightarrow Cy = 1.69 \text{ ton.}$$

SUBESTRUCTURA A-E-F-D

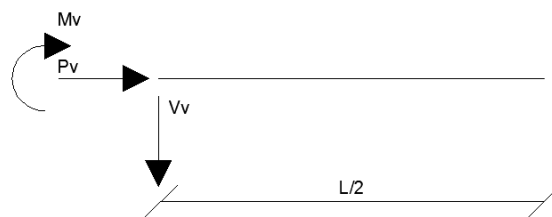


$$\sum M_F = 0 \rightarrow -1.42 * 3.2 - 3.61 * 4.5 - 7.43 * 1.5 + D_y * 3.2 = 0$$

$$D_y = \frac{1.42 * 3.2 + 3.61 * 4.5 + 7.43 * 1.5}{3.20} = 6.60 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow 1.42 + F_y - D_y = 0 \rightarrow F_y = 5.18 \text{ ton.}$$

Calculo de M_L



$$M_V = V_V * \frac{L}{2} \rightarrow M_V = 5.18 * 3.20 = 16.58 \text{ ton * m}$$

En cara de la columna

$$\frac{3.20}{16.58} = \frac{3}{X} \rightarrow X = 15.54 \text{ ton * m}$$

Predimensionamiento de vigas

$$M_U = 1.2 * M_D + 1.6M_L \rightarrow M_U = 1.2 * 24.48 + 1.6 * 10.40 \\ = 46.02 \text{ ton * m}$$

$$M_U = 1.2 * M_D + M_E + M_L \rightarrow M_U = 1.2 * 24.48 + 15.54 + 10.40 \\ = 55.32 \text{ ton * m}$$

$$M_U = 55.32 \text{ ton * m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{b * K_u}} = \sqrt{\frac{55.32 * 10^5}{40.6 * 40}} = 58.36 \text{ cm} + 6 \text{ cm} = 64.36 \text{ cm.}$$

Adoptar sección de 40 * 65

Revisión de cortante

$$V_D = \frac{1.15}{2} * q_D * L = \frac{1.15 * 6.12 * 6}{2} = 21.11 \text{ ton}$$

$$V_L = \frac{1.15}{2} * q_L * L = \frac{1.15 * 2.60 * 6}{2} = 8.97 \text{ ton}$$

$$V_U = 1.2 * V_D + 1.6V_L \rightarrow V_U = 1.2 * 21.11 + 1.6 * 8.97 = 39.68 \text{ ton}$$

$$V_U = 1.2 * V_D + V_E + V_L \rightarrow V_U = 1.2 * 21.11 + 5.18 + 8.97 = 39.48 \text{ ton}$$

$$V_U = 39.68 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{280} * 40 * 59 = 20.93 \text{ ton.}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c = \frac{39.68}{0.75} - 20.93 = 31.98 \text{ ton}$$

$$V_s = 2.2\sqrt{f'_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 40 * 59 = 86.88 \text{ ton}$$

$$31.98 \leq 86.88 \rightarrow \text{Ok.}$$

3.2.6 Predimensionamiento de Columnas

Se predimensiona la columna más crítica

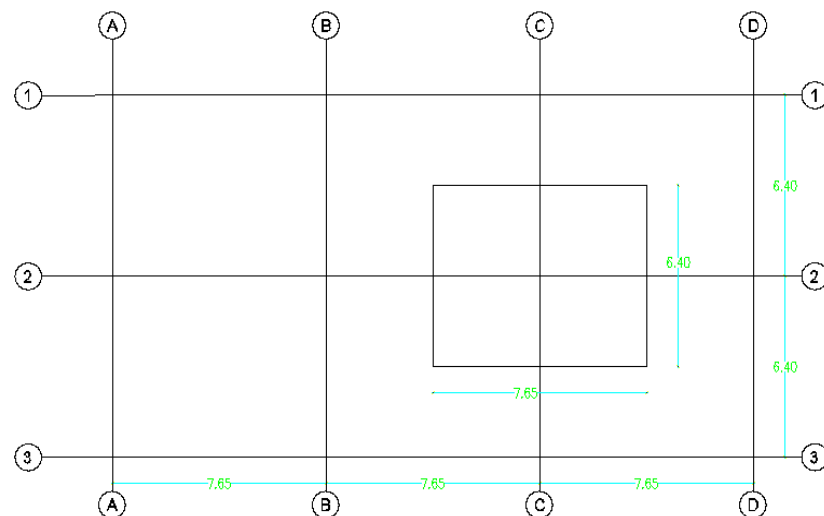


Figura 15: Columna más crítica a prediseñar

$$A_T = 6.4 * 7.65 = 48.96 \text{ m}^2$$

De acuerdo a la NEC – 2011 se reduce la carga si $K_{LL} * A_T \geq 35 \text{ m}^2$

Columnas interiores $K_{LL} = 4$

$$K_{LL} * A_T = 4 * 48.96 = 195.84 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Se reduce carga viva.}$$

$$L = L_0 * \left(\frac{0.25 + 4.57}{\sqrt{K_{LL} * A_T}} \right) = 0.34 * \left(\frac{0.25 + 4.57}{\sqrt{195.84}} \right) = 0.196 \text{ ton/m}^2$$

$$\% \text{Reducción} = \left(1 - \frac{0.196}{0.34} \right) * 100 = 42.35\%$$

$$L \geq 0.4 * L_0 \rightarrow 0.4 * 0.34 = 0.136 \text{ ton/m}^2$$

$$0.196 > 0.136 \rightarrow \text{Ok.}$$

Carga axial de servicio

$$P_i = \sum_{i=1}^n W_i * A_i = (0.76 + 0.10) * 48.96 + 4(0.96 + 0.196) * 48.96$$

$$= 268.50 \text{ ton.}$$

Sección transversal de columna.

$$A_c = \frac{P_i}{\alpha * f'_c}$$

Para diseño sismoresistente conservadoramente tomaremos un α
= 0.21

$$A_c = \frac{268.50 * 10^3}{0.21 * 280} = 4566.33 \text{ cm}^2$$

Columnas

Adoptar sección 70 * 70

3.2.7 Análisis Modal y cálculo de derivas admisible

Periodo (Sap 2000).

$$T_x = 0.55 \text{ s.}$$

Distribución de vertical de fuerzas sísmicas T_x						
Nivel	Altura	W_x	Whx^k	C_{vx}	F_x	V_x
5.00	18.00	223.26	4350.15	0.28	40.99	40.99
4.00	14.50	279.07	4354.46	0.28	41.03	82.01
3.00	11.00	279.07	3278.45	0.21	30.89	112.90
2.00	7.50	279.07	2211.95	0.14	20.84	133.75
1.00	4.00	279.07	1159.55	0.08	10.93	144.67

Tabla XIII: Distribución nueva de fuerzas sísmicas calculadas con el nuevo periodo.

$$T_y = 0.61 \text{ s}$$

Distribución de vertical de fuerzas sísmicas T_y						
Nivel	Altura	W_x	Whx^k	C_{vx}	F_x	V_x
5.00	18.00	223.26	4704.39	0.29	41.44	41.44
4.00	14.50	279.07	4681.56	0.29	41.24	82.67
3.00	11.00	279.07	3498.45	0.21	30.82	113.49
2.00	7.50	279.07	2336.02	0.14	20.58	134.07
1.00	4.00	279.07	1203.91	0.07	10.60	144.67

Tabla XIV: Distribución nueva de fuerzas sísmicas calculadas con el nuevo periodo.

Nivel	Nodo x (Ey)		Nodo y (Ex)	
	Fx (30%)	Fy(100%)	Fx (100%)	Fy(30%)
5	12.30	41.44	40.99	12.43
4	12.31	41.24	41.03	12.37
3	9.27	30.82	30.89	9.24
2	6.25	20.58	20.84	6.17
1	3.28	10.60	10.93	3.18

Tabla XV: Cálculo de nuevas fuerzas laterales ingresadas en el modelo estructural en SAP 2000.

3.2.8 Cálculo de derivas de entrepiso

Con las ecuaciones expuestas anteriormente se procedió a calcular las derivas mediante los desplazamientos obtenidos del modelo estructural.

Cálculo de derivas dirección X					
Entrepiso	hsx	δ_{xe}	δ_{xi}	Θ	$\Theta < 0.02$
5	3.5	0.0226	0.1356	0.0055	Cumple
4	3.5	0.0194	0.1164	0.0084	Cumple
3	3.5	0.0145	0.0870	0.0096	Cumple
2	3.5	0.0089	0.0534	0.0093	Cumple
1	4.0	0.0035	0.0210	0.0053	Cumple
Cálculo de derivas dirección Y					
Entrepiso	hsx	δ_{xe}	δ_{xi}	Θ	$\Theta < 0.02$
5	3.5	0.0274	0.1644	0.0060	Cumple
4	3.5	0.0239	0.1434	0.0093	Cumple
3	3.5	0.0185	0.1110	0.0111	Cumple
2	3.5	0.0120	0.0720	0.0117	Cumple
1	4.0	0.0052	0.0312	0.0078	Cumple

Tabla XVI: Cálculo de derivas admisibles y su respectiva verificación

3.3 Diseño estructural del edificio de acero estructural

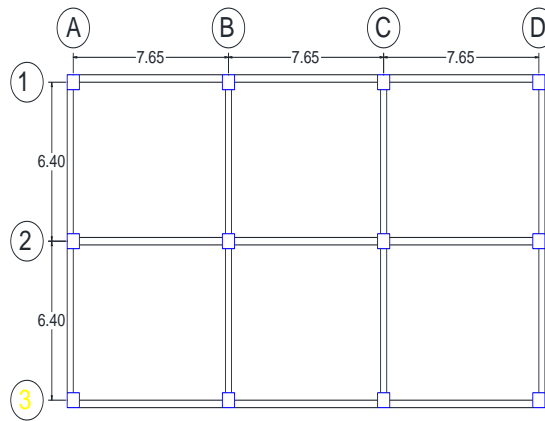


Figura 16: Vista en Planta del edificio de acero estructural



Figura 17: Vista en elevación del edificio de acero estructural

3.3.1 Arreglo estructural

- Es un edificio con un sistema estructural dúctil de:

- Pórticos especiales a momentos sísmo resistentes, de aceros laminados en caliente y con elementos armados de placas.
- Se escogerán vigas I formadas por placas laminadas en caliente.
- Para las columnas se realizarán perfiles tubulares cuadrados formados con placas laminadas en caliente.
- Para la losa se utilizarán paneles estructurales de láminas de Acero galvanizada trapezoidal y fundido con hormigón $f'c=240$ Kg/cm² y malla electro soldada.
- Es un edificio metálico con vigas y columnas de acero estructural A36, hormigón de losa de $f'c=240$ Kg/cm², malla electro soldada con varillas corrugadas de 8 mm, Steel deck – novalosa, hormigón $f'c=280$ Kg/cm² para la cimentación y acero de refuerzo $f_y=4200$ Kg/cm² grado 60, y planchas laminada en caliente.

3.3.2 Determinación de cargas

- Normas:

- Norma ecuatoriana de la construcción 2011
 - Specification for structural Steel building,
ANSI/AISC 360-10
 - ANSI/AISC 341-05
 - Método LRFD
- Cargas
 - Carga muerta

Baldosa	=	0,12 T/m ²
Paredes	=	0,18 T/m ²
Ductos	=	0,02 T/m ²
 - Carga viva

Habitaciones	=	0,20 T/m ²
Corredores	=	0,48 T/m ²

Promedio de para carga viva 0,34 T/m²

3.3.3 Diseño Sísmico en edificio de acero estructural

Los elementos estructurales como vigas principales y columnas deben ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas.

El sismo de diseño, tiene $t_r = 475$ años que representa uno 10 % de probabilidad de excedía en 50 años.

Determinar cortante basal de diseño V_x y V_y

- $Z = 0,40$ para Guayaquil
- Tipo de suelo C
- Coeficiente de importancia $I=1$
- ϕ_p y $\phi_e = 1$
- $R=8$; pórtico sismo resistente de acero

Ecuación 1: $T = C_t * h_n^\alpha$

$$h = 18 \text{ m}$$

$$C_t = 0,072$$

$$\alpha = 0,80$$

$$T = 0,072 * 18^{0,80}$$

$$T = 0,75 \text{ seg; Igual para las 2 direcciones X y Y}$$

Con suelo C y $Z=0,40$

$$F_a = 1,20$$

$$F_d = 1,11$$

$$F_s = 1,11$$

En costa $\eta = 1,80$

$$T_a = 0,10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_a = 0,10 \text{ seg}$$

$$T_c = 0,55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,56 \text{ seg}$$

3.3.4 Espectro de aceleración elástica

Como $T_x = T_y = T = 0,75 \text{ seg}$ se usara el mismo espectro para ambas direcciones

$$T_a = 0,10 \text{ seg}$$

$$S_a = Z * F_a = 0,48 \text{ g}$$

$$T_a < T < T_c$$

$$S_a = \eta * Z * F_a = 0,86 \text{ g}$$

$$T_c < T; r = 1,0 \text{ para suelo C}$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r = 0,86 \text{ g}$$

$$T = 0,75 \text{ seg}; S_a = 0,65 \text{ g}$$

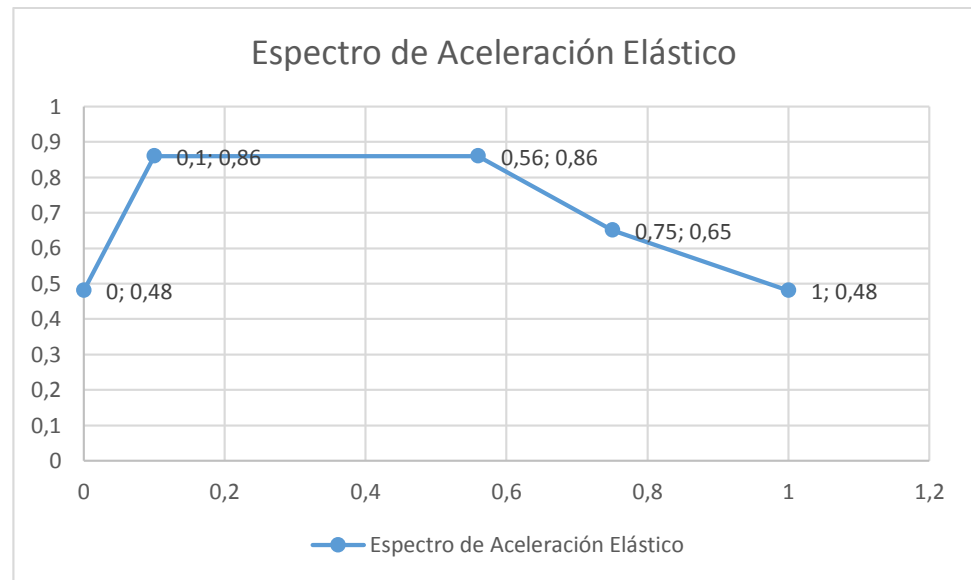


Figura 18: Espectro elástico del edificio metálico

3.3.5 Espectro de aceleración inelástica

$$R_x = R_y = R = 8$$

Igual espectro en ambas direcciones X y Y

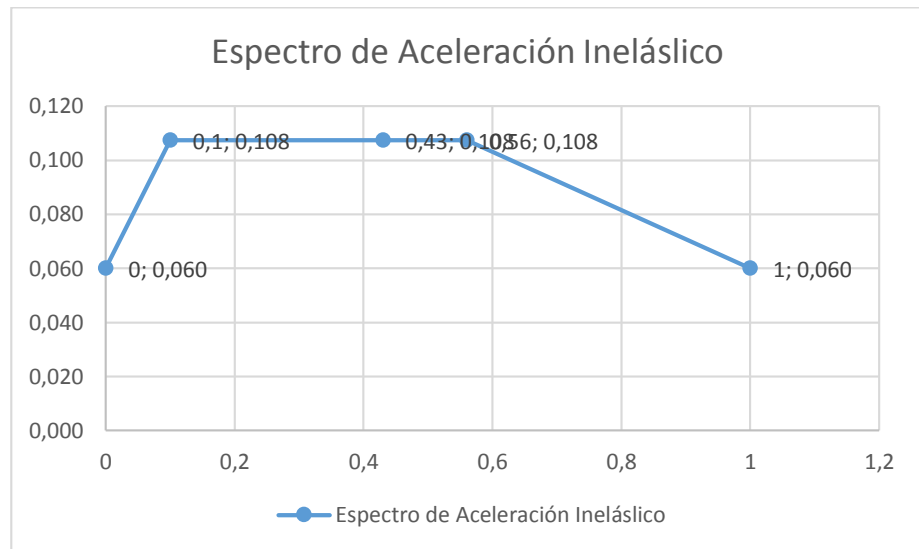


Figura 19: Espectro inelástico del edificio metálico

Coeficiente sísmico

$$\text{Ecuación 3: } C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$C_s = 0,0813$$

Porcentaje del 8,13% del piso de la estructura

Peso sísmico efectivo, W

$$W = (W_d + W_{pp} + 0,25 * W_l) * A * N$$

$$W = 1156 \text{ Ton}$$

Cortante Basal

$$\text{Ecuación 2: } V_x = V_y = C_s * W$$

$$\text{Ecuación 2: } V_x = V_y = 94 \text{ Ton}$$

3.3.6 Distribución sísmica Vertical

DISTRIBUCION VERTICAL EN X							
k	1,074			Vx	94,00 Ton		
Vx = 94 Ton							
Nivel	Altura (m)	Wx	Wx*hx^k	Cvx	Fx (Ton)	Vx (Ton)	30%Fx (Ton)
5	18,0	116	2585	0,21	19,70	19,70	5,91
4	14,5	222	3923	0,32	30,10	49,80	9,03
3	11,0	222	2916	0,24	22,60	72,40	6,78
2	7,5	222	1932	0,16	15,00	87,40	4,50
1	4,0	222	983	0,08	6,60	94,00	1,98
		1004	12339				

Tabla XVII: Distribución sísmica vertical en el eje X del edificio de acero estructural

DISTRIBUCION VERTICAL EN Y							
k	1,191			Vy	94,00 Ton		
Vx = 70 Ton							
Nivel	Altura (m)	Wx	Wx*hx^k	Cvy	Fy (Ton)	Vy (Ton)	30%Fy (Ton)
5	18,0	116	2585	0,21	19,70	19,70	5,91
4	14,5	222	3923	0,32	30,10	49,80	9,03
3	11,0	222	2916	0,24	22,60	72,40	6,78
2	7,5	222	1932	0,16	15,00	87,40	4,50
1	4,0	222	983	0,07	6,70	94,10	2,01
		1004	12339				

Tabla XVIII: Distribución sísmica vertical en el eje Y del edificio de acero estructural

3.3.7 Revisión de derivas admisibles en edificio de acero estructural

DIRECCION X

R	8
---	---

Entrepiso	Sxe	Sxi=0,75*R*Sxe	h	Sxi-Sx(i-1)	Θ_x	Θ_{adm}	
5	0,0197	0,1182	3,5	0,0216	0,006	0,02	Ok
4	0,0161	0,0966	3,5	0,018	0,005	0,02	Ok
3	0,0131	0,0786	3,5	0,0294	0,008	0,02	Ok
2	0,0082	0,0492	3,5	0,0288	0,008	0,02	Ok
1	0,0034	0,0204	4	0,0204	0,005	0,02	Ok

Tabla XIX: Cálculo de derivas admisibles y su respectiva verificación

DIRECCION Y

R	8
---	---

Entrepiso	Sxe	Sxi=0,75*R*Sxe	h	Sxi-Sx(i-1)	Θ_x	Θ_{adm}	
5	0,0287	0,1722	3,5	0,03	0,009	0,02	Ok
4	0,0237	0,1422	3,5	0,0378	0,011	0,02	Ok
3	0,0174	0,1044	3,5	0,0426	0,012	0,02	Ok
2	0,0103	0,0618	3,5	0,0378	0,011	0,02	Ok
1	0,004	0,024	4	0,024	0,006	0,02	Ok

Tabla XX: Cálculo de derivas admisibles y su respectiva verificación

3.4 Diseño estructural de edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

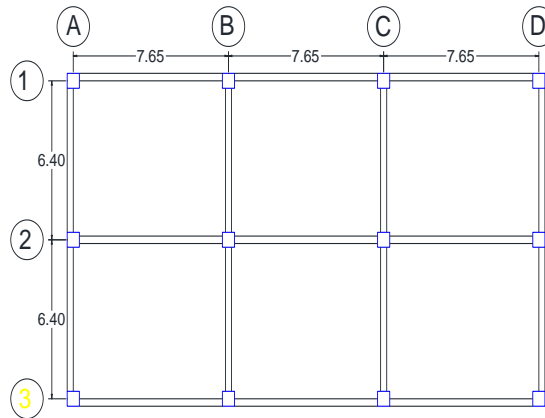


Figura 20: Vista en Planta del edificio Mixto



Figura 21: Vista en elevación del edificio Mixto

3.4.1 Arreglo estructural

- Es un edificio con un sistema estructural dúctil de:
 - Pórticos especiales a momentos sismo resistentes, de columnas de hormigón armado y vigas de acero laminadas en caliente.
 - Se escogerán vigas I formadas por placas laminadas en caliente.
 - Las columnas serán de hormigón armado, fundidas con placas a las alturas correspondientes a las vigas metálicas donde serán soldadas.
 - Para la losa se utilizaran paneles estructurales de láminas de Acero galvanizada trapezoidal y fundido con hormigón $f'c=240$ kg/cm² y malla electro soldada.

- Es un edificio mixto de estructura metálica y hormigón armado con vigas metálicas A36, columnas de hormigón $f'c= 280$ kg/cm² y acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm², malla electro soldada con varillas corrugadas de 8mm, steel deck novalosa, y hormigón $f'c=280$ kg/cm² para la cimentación.

3.4.2 Determinación de cargas

- Normas:
 - Norma ecuatoriana de la construcción 2011
 - Specification for structural Steel building, ANSI/AISC 360-10
 - ANSI/AISC 341-05 y ANSI/AISC 341-10
 - American concrete Institute 318-11
 - Método LRFD

- Cargas
 - Carga muerta

Baldosa = 0,12 T/m²

Paredes = 0,18 T/m²

Ductos = 0,02 T/m²

- Carga viva

Habitaciones = 0,20 T/m²

Corredores = 0,48 T/m²

Promedio de para carga viva 0,34 T/m²

3.4.3 Diseño Sísmico en edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Los elementos estructurales como vigas principales y columnas deben ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas.

El sismo de diseño, tiene $t_r = 475$ años que representa uno 10 % de probabilidad de excedía en 50 años.

Determinar cortante basal de diseño V_x y V_y

- $Z = 0,40$ para Guayaquil
- Tipo de suelo C
- Coeficiente de importancia $I=1$
- ϕ_p y $\phi_e = 1$
- $R=8$; pórtico sismo resistente de acero

Ecuación 1: $T = C_t * h_n^\alpha$

$$h = 18 \text{ m}$$

$$C_t = 0,0488$$

$$\alpha = 0,75$$

$$T = 0,0488 * 18^{0,75}$$

$T = 0,43 \text{ seg}$; Igual para las 2 direcciones X y Y

Con suelo C y $Z=0,40$

$$F_a = 1,20$$

$$F_d = 1,11$$

$$F_s = 1,11$$

En costa $\eta = 1,80$

$$T_a = 0,10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_a = 0,10 \text{ seg}$$

$$T_c = 0,55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,56 \text{ seg}$$

3.4.4 Espectro de aceleración elástica

Como $T_x = T_y = T = 0,75 \text{ seg}$ se usara el mismo espectro para ambas direcciones.

$$T_a = 0,10 \text{ seg}$$

$$S_a = Z * F_a = 0,48 \text{ g}$$

$$T_a < T < T_c$$

$$S_a = \eta * Z * F_a = 0,86 \text{ g}$$

$$T_c < T; r = 1,0 \text{ para suelo C}$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r = 0,86 \text{ g}$$

$$T = 0,43 \text{ seg}; S_a = 0,86 \text{ g}$$

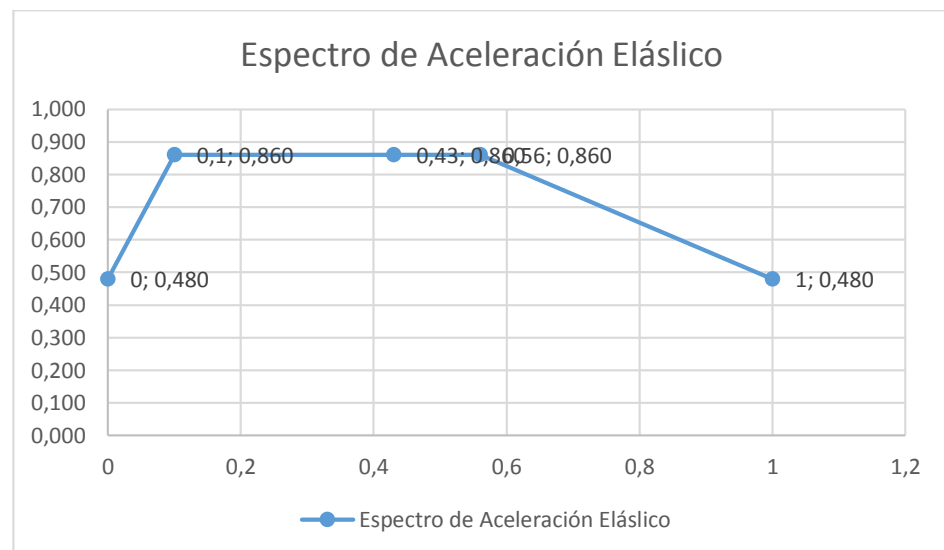


Figura 22: Espectro elástico del edificio mixto

3.4.5 Espectro de aceleración inelástica

$$R_x = R_y = R = 8$$

Igual espectro en ambas direcciones X y Y

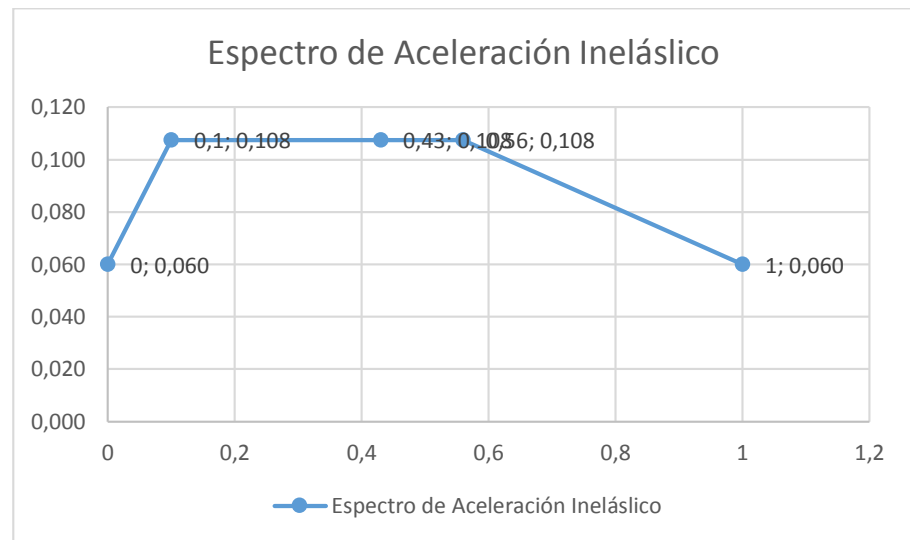


Figura 23: Espectro inelástico del edificio metálico

Coeficiente sísmico

$$\text{Ecuación 3: } C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$C_s = 0,108 \text{ g}$$

Porcentaje del 10,80% del piso de la estructura

Peso sísmico efectivo, W

$$W = (W_d + W_{pp} + 0,25 * W_l) * A * N$$

$$W = 1195 \text{ Ton}$$

Cortante Basal

$$\text{Ecuación 2: } V_x = V_y = C_s * W$$

$$V_x = V_y = 129 \text{ Ton}$$

3.4.6 Distribución sísmica Vertical

DISTRIBUCION VERTICAL EN X							
k	1,067			Vx	105,00 Ton		
Vx = 105 Ton							
Nivel	Altura (m)	Wx	Wx*hx^k	Cvx	Fx (Ton)	Vx (Ton)	30%Fx (Ton)
5	18,0	134	2927	0,22	23,10	23,10	6,93
4	14,5	240	4162	0,31	32,60	55,70	9,78
3	11,0	240	3100	0,23	24,20	79,90	7,26
2	7,5	240	2060	0,15	15,80	95,70	4,74
1	4,0	240	1053	0,08	8,40	104,10	2,52
		1094	13302				

Tabla XXI: Distribución sísmica vertical en el eje X del edificio de acero estructural

DISTRIBUCION VERTICAL EN Y							
k	1,135			Vy	105,00 Ton		
Vx = 87 Ton							
Nivel	Altura (m)	Wx	Wx*hx^k	Cvy	Fy (Ton)	Vy (Ton)	30%Fy (Ton)
5	18,0	134	2927	0,22	19,10	23,10	5,73
4	14,5	240	4162	0,31	27,00	55,10	8,10
3	11,0	240	3100	0,23	20,00	79,10	6,00
2	7,5	240	2060	0,15	13,10	95,20	3,93
1	4,0	240	1053	0,08	7,80	104,00	2,34
		1094	13302				

Tabla XXII: Distribución sísmica vertical en el eje X del edificio de acero estructural

3.4.7 Revisión de derivas admisibles en edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

DIRECCION X

R	8
---	---

Entrepiso	Sxe	Sxi=0,75*R*Sxe	h	Sxi-Sx(i-1)	Θ_x	Θ_{adm}	
5	0,0205	0,123	3,5	0,0204	0,006	0,02	Ok
4	0,0171	0,1026	3,5	0,0258	0,007	0,02	Ok
3	0,0128	0,0768	3,5	0,03	0,009	0,02	Ok
2	0,0078	0,0468	3,5	0,027	0,008	0,02	Ok
1	0,0033	0,0198	4	0,0198	0,005	0,02	Ok

Tabla XXIII: Cálculo y verificación de derivas admisibles.

DIRECCION Y

R	8
---	---

Entrepiso	Sxe	Sxi=0,75*R*Sxe	h	Sxi-Sx(i-1)	Θ_x	Θ_{adm}	
5	0,0255	0,153	3,5	0,0264	0,008	0,02	Ok
4	0,0211	0,1266	3,5	0,0342	0,010	0,02	Ok
3	0,0154	0,0924	3,5	0,0378	0,011	0,02	Ok
2	0,0091	0,0546	3,5	0,033	0,009	0,02	Ok
1	0,0036	0,0216	4	0,0216	0,005	0,02	Ok

Tabla XXIV: Cálculo y verificación de derivas admisibles.

3.5 Presupuestos

3.5.1 Edificio de hormigón armado

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unit.	P. Total
1	OBRAS PRELIMINARES				
1.001	Levantamiento preliminar del terreno	m2	440,64	0,23	101,35
1.002	Replanteo y nivelación general del proyecto, incluye ejes	m2	311,89	1,25	389,86
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS				-
2.001	Excavación a máquina incluye desalojo 1 Km	m3	305,65	11,80	3.606,67
2.002	Relleno compactado con material propio del sitio	m3	212,53	17,63	3.746,90
3	CIMENTACION Y ESTRUCTURA				-
3.001	Acero de refuerzo en barras	Kg	63.878,82	2,44	155.864,32
3.002	Malla electro soldada	Kg	3.898,56	5,24	20.428,45
3.003	Replanteo H.S. $f_c=180$ Kg/cm ²	m3	7,95	156,01	1.240,28
3.004	Hormigón en cadenas, vigas y elementos de cimentación $f'_c=280$ Kg/cm ²	m3	85,17	181,40	15.449,84
3.005	Hormigón de vigas $f'_c=280$ Kg/cm ²	m3	173,39	177,00	30.690,03
3.006	Hormigón simple en columnas $f'_c=280$ Kg/cm ² , inc.	m3	105,53	171,32	18.079,40
3.007	Hormigón en losas $f'_c=240$ Kg/cm ²	m3	140,35	167,04	23.444,06
3.008	Contrapiso de H.S. $f'_c=180$ Kg/cm ² , e=10 cm, inc. sub base e=25 cm	m2	311,89	41,13	12.828,04
3.009	Encofrado vertical	m2	1.911,80	27,15	51.905,37
3.010	Encofrado horizontal	m2	1.559,43	27,99	43.648,45
TOTAL				\$	337.774,58

Tabla XXV: Presupuesto edificio de hormigón armado, descripción de rubros, unidades, cantidades y precios

3.5.2 Edificio de acero estructural

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unit.	P. Total
1	OBRAS PRELIMINARES				
1.001	Levantamiento preliminar del terreno	m2	440,64	0,23	101,35
1.002	Replanteo y nivelación general del proyecto, incluye ejes	m2	311,89	1,25	389,86
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS				-
2.001	Excavación a máquina incluye desalojo 1 Km	m3	271,91	11,8	3.208,54
2.002	Relleno compactado con material propio del sitio	m3	201,06	17,63	3.544,69
3	CIMENTACION Y ESTRUCTURA				-
3.001	Acero de refuerzo en barras	Kg	12.030,12	2,44	29.353,48
3.002	Acero perfil estructural, provisión, fabricación y montaje	Kg	171.811,42	4,17	716.453,63
3.003	Malla electrosoldada	Kg	3.898,56	5,24	20.428,45
3.004	Replanteo H.S. fc= 180 Kg/cm2	m3	5,26	156,01	820,61
3.005	Hormigón en cadenas, vigas y elementos de cimentación f''c=280 Kg/cm2	m3	65,59	181,4	11.898,03
3.006	Hormigón en losas f''c=240 Kg/cm2	m3	132,63	167,04	22.154,52
3.007	Placa colaborante DECK , e= 0.76mm	m2	1.468,80	24,23	35.589,02
3.008	Contrapiso de H.S. f'''c= 180 Kg/cm2, e=10 cm, inc. sub base e= 25 cm	m2	311,89	41,13	12.828,04
3.009	Encofrado vertical	m2	171,00	27,15	4.642,65
TOTAL				\$	861.412,87

Tabla XXVI: Presupuesto edificio metálico, descripción de rubros, unidades, cantidades y precios

3.5.3 Edificio de columnas de hormigón Armado y Vigas metálicas

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unit.	P. Total
1	OBRAS PRELIMINARES				
1.001	Levantamiento preliminar del terreno	m2	440,64	0,23	101,35
1.002	Replanteo y nivelación general del proyecto, incluye ejes	m2	311,89	1,25	389,86
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS				-
2.001	Excavación a máquina incluye desalojo 1 Km	m3	289,76	11,8	3.419,17
2.002	Relleno compactado con material propio del sitio	m3	209,61	17,63	3.695,42
3	CIMENTACION Y ESTRUCTURA				-
3.001	Acero de refuerzo en barras	Kg	24.066,01	2,44	58.721,05
3.002	Acero perfil estructural, provisión, fabricación y montaje	Kg	94.349,90	4,17	393.439,08
3.003	Malla electrosoldada	Kg	3.898,56	5,24	20.428,45
3.004	Replanteo H.S. fc= 180 Kg/cm2	m3	5,48	156,01	854,93
3.005	Hormigón en cadenas, vigas y elementos de cimentación f''c=280 Kg/cm2	m3	74,67	181,4	13.545,14
3.006	Hormigón simple en columnas f''c=280 Kg/cm2, inc.	m3	70,15	171,32	12.018,10
3.007	Hormigón en losas f''c=240 Kg/cm2	m3	132,63	167,04	22.154,52
3.008	Placa colaborante DECK , e= 0.76mm	m2	1.468,80	24,23	35.589,02
3.009	Contrapiso de H.S. f'''c= 180 Kg/cm2, e=10 cm, inc. sub base e= 25 cm	m2	311,89	41,13	12.828,04
3.010	Encofrado vertical	m2	679,78	27,15	18.456,03
TOTAL				\$	595.640,16

Tabla XXVII: Presupuesto de edificio de columnas de hormigón armado y vigas metálicas, descripción de rubros, unidades, cantidades y precios.

3.6 Determinación de la solución en base al criterio técnico – económico.

3.6.1 Estructura metálica

- De acuerdo a sus características:

Ventajas:

- El acero estructural posee mayor resistencia que el hormigón, por lo que se pueden diseñar elementos de menor sección transversal que ocuparan menos espacio.
- Posee una gran ductilidad y por lo tanto es capaz de resistir deformaciones de gran magnitud antes de colapsar.
- El peso de la estructura metálica es mucho menor.

Desventajas:

- Debilidad contra el fuego y la corrosión, por lo que necesita de tratamiento especial.

- Cuando se necesitan elementos esbeltos es susceptible a fallar por pandeo.

- Desde el punto de vista constructivo:

Ventajas:

- El montaje de los elementos de acero estructural se realiza con rapidez por lo que el tiempo de construcción de una edificación de estructura metálica es mucho menor en comparación con la estructura de hormigón armado.
- La estructura metálica tiene la posibilidad de ser trabajada en taller, en consecuencia tiene menos probabilidad de ser afectada por agentes ambientales en el momento de su fabricación, y la producción de desperdicio de materiales es mínima.

Desventajas:

- Se necesita mano de obra calificada para realizar una correcta conexión por soldadura o pernos.

- Requiere de pinturas especiales para evitar que sufra daño por corrosión.
 - Mantenimientos de la estructura debe ser en periodos cortos y hecho por personal capacitado.
-
- Desde el punto de vista económico:

De acuerdo a la experiencia y al presupuesto referencial calculado la construcción de edificaciones de estructura metálica es muy alto.

3.6.2 Estructura de hormigón armado

- De acuerdo a sus características:

Ventajas:

- Posee una gran resistencia ante esfuerzos de compresión, flexión y corte.

- Gran durabilidad, si se le proporciona un mantenimiento periódico y correcto.
- Alta resistencia al fuego y la corrosión.

Desventajas:

- Pesos de los elementos estructurales muy grandes en edificaciones de alturas considerables, por lo que elevaría los costos de construcción.
 - Necesita una ductilidad adecuada para tener un correcto comportamiento ante fuerzas laterales producidas por sismos.
- Desde el punto de vista constructivo:

Ventajas:

- Es el material más usado a nivel mundial por su gran disponibilidad en el mercado.

- No se necesita de mano de obra calificada, para la construcción de estos tipos de estructuras.

Desventajas:

- El tiempo de construcción es mayor, ya que el hormigón necesita fraguar para alcanzar la resistencia adecuada.
 - Si el terreno sobre el que se desea cimentar la edificación es deficiente, la estructura estará sometida a grandes asentamientos, en consecuencia los elementos sufrirían agrietamientos que si siguen incrementando debilitarían la estructura siendo más propensa a colapsar.
 - Se produce gran cantidad de desperdicios de materiales en obra.
- Desde el punto de vista económico:

La construcción de una edificación de hormigón armado es la más económica, debido a la gran disponibilidad del material y por su facilidad de construcción.

3.6.3 Estructura mixta conformada por columnas de hormigón armado y vigas metálicas.

Este tipo de estructuras no son muy comunes, pero presentaría una combinación de ventajas y desventajas de los dos elementos anteriores, cabe recalcar que las columnas se hicieron de hormigón armado porque presentan mayor rigidez y resistencia ante esfuerzos de compresión, y las vigas son metálicas por su gran capacidad de soporte antes esfuerzos de flexión.

La solución más factible después de todo el análisis realizado es la edificación de hormigón armado, que aunque en tiempo de construcción muestra una gran desventaja frente a la alternativa de acero estructural, esta propuesta presenta una gran diferencia en cuanto a economía y a facilidad constructiva siendo estos dos los factores más importantes para tomar la decisión si una obra de ingeniería civil se lleva a cabo.

CAPÍTULO IV

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

1. Partiendo de la recopilación de datos estadísticos existentes, se estimó que para el año 2015 existe un 20% de estudiantes de la Escuela Superior Politécnica que provienen de provincias fuera del Guayas.
2. Se desarrolló el plano arquitectónico de un edificio que constaba con 5 pisos en total y una altura de 18 m, cada piso con su respectiva distribución de cuartos y espacios adecuados para el bienestar del estudiante.

3. De acuerdo a las características topográficas favorables del terreno y que aún no ha sido ocupado en su totalidad se determinó que el edificio se ubicara a un lado de la vía que va desde la FIMCP a EDCOM a un lado del parqueadero del CEMA.
4. Según la información obtenida la resistencia estimada de la roca encontrada fue de 25 T/m².
5. Se propusieron 3 alternativas estructurales que son las siguientes:
 - Estructura de hormigón armado
 - Estructura de acero.
 - Estructura mixta conformada por columnas de hormigón armado y vigas metálicas.
6. El diseño de cada uno de los elementos estructurales se elaboró de acuerdo a las disposiciones y requisitos de resistencia sísmica que exigían las normas NEC 2011 y ANSI AISC 360-10, se realizó un diseño económico haciendo que la estructura incurriera en el rango inelástico cuando esté sometida a movimientos laterales producidos

por sismos, esto se logró por medio del cumplimiento de disposiciones tales como control de derivas admisibles, criterio de columna fuerte viga débil y dándole la adecuada ductilidad a los elementos para que la estructura no colapse.

7. La ductilidad adecuada en el edificio de hormigón armado se logró con la colocación de los estribos a espaciamientos máximos establecidos en la norma NEC 2011.
8. Se realizó el análisis de precios unitarios para cada rubro necesario, con el fin de obtener el presupuesto referencial de la construcción de cada una de las alternativas propuestas, dando así los siguientes precios
 - Estructura de hormigón armado Monto: \$ 330.000,00
 - Estructura metálica Monto: \$ 878.000,00
 - Estructura mixta conformada por columnas de hormigón armado y vigas metálicas Monto: \$567.000,00.
9. A partir del análisis realizado en este proyecto, se concluye que la construcción del edificio de hormigón armado era el más factible, ya que posee la estructura más económica y no es necesaria la

presencia de mano de obra certificada siendo más fácil su construcción, aunque el tiempo de construcción es mayor.

4.2 Recomendaciones.

1. Respetar las disposiciones y requisitos establecidos en las normas, con el fin de obtener una estructura más económica que cumpla con los estándares de seguridad esperados.
2. Utilizar materiales disponibles en el país, con el propósito de hacer un diseño real que pueda ser usado en un futuro por la institución.
3. Como no se dispone de un estudio de roca detallado se asumió un resistencia de 25 T/m² por lo que el diseño se trabajó con un perfil de suelo C, por tal motivo cuando se realice un correcto ensayo a la roca que sea supervisado por personal calificado, podrían haber cambios en el diseño estructural de los elementos y en la cimentación.
4. Modelar correctamente las estructuras en el programa SAP 2000 teniendo en cuenta las unidades con las que se trabajara

y el ingreso de datos, para así obtener correctamente los esfuerzos internos, reacciones y derivas admisibles.

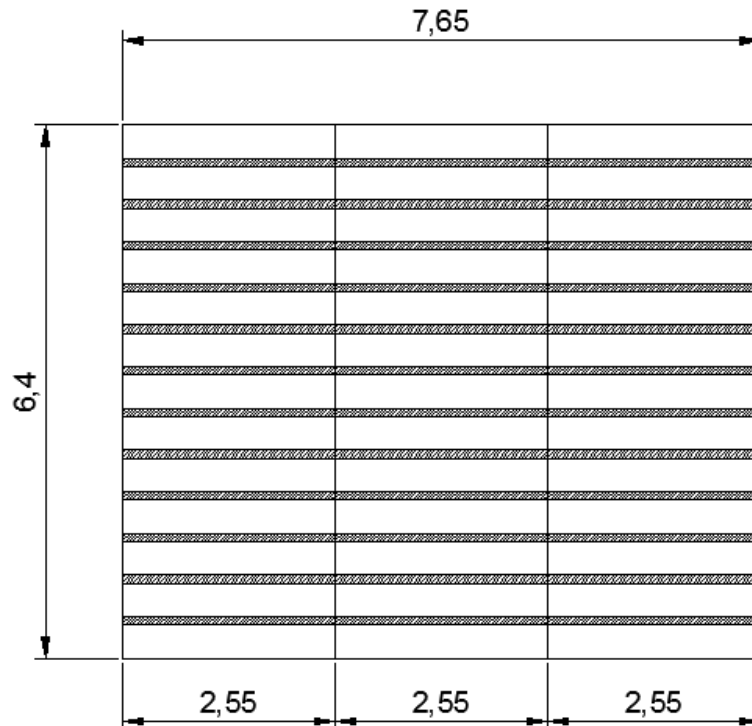
ANEXOS

ANEXOS DE APUS

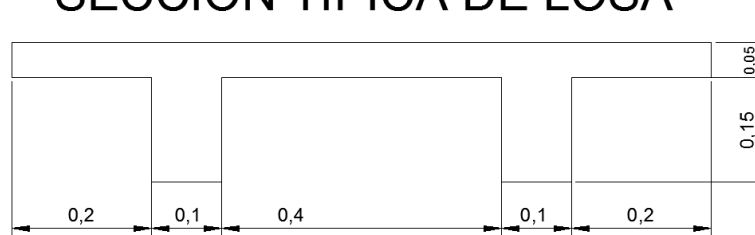
ANEXOS DE CALCULOS

Edificio de hormigón armado

Diseño de losa nervada en una dirección.



SECCIÓN TÍPICA DE LOSA



Paso 1: Espesor mínimo de losa.

$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} = \frac{25,5}{18,5} = 20,0 \text{ cm}$$

Paso 2: Cálculo de cargas.

$$W_d = 0,55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; W_L = 0,34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_u = 1,2W_d + 1,6W_L$$

$$W_u = 1.2 * 0.55 + 1.6 * 0.34 = 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Para diseño de losas se toman panos de 1 m

$$q_u = 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} = 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Paso 3: Calculo de acero de refuerzo.

$$\text{Momento negativo: } \frac{1}{10} * q_u * L_n^2$$

$$\text{Momento positivos: } \frac{1}{14} * q_u * L_n^2$$

$$Mu^- = \frac{1}{10} * 1.20 * 2.55^2 = 0.82 \text{ ton} * \text{m}$$

$$Mu^+ = \frac{1}{14} * 1.20 * 2.55^2 = 0.58 \text{ ton} * \text{m}$$

$$b * d^2 = \frac{Mu}{Ku}; d = \sqrt{\frac{Mu}{b * Ku}} = \sqrt{\frac{0.82 * 10^5}{30.45 * 10}} = 16.41 \text{ cm.}$$

$$\text{Asumir } \emptyset 10\text{mm} \rightarrow d = 25 - 4 - \frac{1}{2} = 20.5 \text{ cm.}$$

$$As_{\min} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.8 * \sqrt{210}}{4200} * 10 * 20.5 = 0.566 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = \frac{14 * b * d}{fy} = \frac{14 * 10 * 20.5}{4200} = 0.683 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Controla}$$

$$As_{\min} = 0.683 \text{ cm}^2$$

$$As^- = \frac{Mu}{3400 * d} = \frac{0.82 * 10^5}{3400 * 20.5} = 1.176 \text{ cm}^2$$

$$As^+ = \frac{Mu}{3400 * d} = \frac{0.58 * 10^5}{3400 * 20.5} = 0.832 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi 10} = 0.785 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10 \text{ Para } \mu^-$$

$$A_{\phi 10} = 0.785 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10 \text{ Para } \mu^+$$

Paso 4: Armadura de temperatura y retracción de fraguado.

Malla electrosoldada $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$$\rho_{\min} = 0.0018 \rightarrow A_{s_{\min}} = \rho * b * d = 0.0018 * 100 * 2.5 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$e_{\max} = 5 * t_s = 5 * 5 = 25 \text{ cm} \rightarrow e_{\max} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok}$$

Malla electrosoldada $\phi 8 \text{ mm } c/25\text{cm}$

Paso 5: Revisión por cortante.

$$V = \frac{1.15}{2} q_u * L_n = \frac{1.15}{2} * 1.26 * 2.55 = 1.84 \text{ ton.}$$

$$V_u = 0.6 * V = 0.6 * 1.84 = 1.10 \text{ ton.}$$

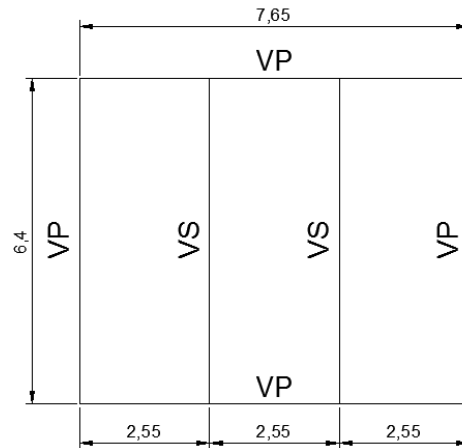
$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 20.5 = 1.57 \text{ ton.}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c = \frac{1.10}{0.75} - 1.57 = -0.10 \text{ ton.}$$

No necesita refuerzo por cortante.

Diseño de vigas secundarias.

Piso 1 - 4



Paso 1: Cálculo de cargas.

$$W_d = 0.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; W_L = 0.34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_u = 1.2W_d + 1.6W_L$$

$$W_u = 1.2 * 0.55 + 1.6 * 0.34 = 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$f = 1.05$$

$$q_u = W_u * s * f = 1.20 * 2.55 * 1.05 = 3.37 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Paso 2: Cálculo de acero de refuerzo.

$$\text{Momento negativo: } \frac{1}{10} * q_u * L_n^2$$

$$\text{Momento positivos: } \frac{1}{14} * q_u * L_n^2$$

$$Mu^- = \frac{1}{10} * 3.37 * 6.40^2 = 13.80 \text{ ton} * \text{m}$$

$$Mu^+ = \frac{1}{14} * 3.37 * 6.40^2 = 9.86 \text{ ton} * \text{m}$$

$$b * d^2 = \frac{Mu}{Ku}; d = \sqrt{\frac{Mu}{b * Ku}}$$

$$As_{\min} = \frac{14 * b * d}{fy}$$

$$As^- = \frac{Mu}{3400 * d}$$

$$As^+ = \frac{Mu}{3400 * d}$$

b	d(cm)	Sección	As _{req} (cm ²)	As _{min} (cm ²)
30	33.66	30 * 40	11.596	3.60
35	31.16	35 * 35	10.147	4.08
40	29.15	40 * 35	10.147	4.67

Se escoge la sección 30 * 40

$$A_{\emptyset 22} = 3.81 \text{ cm}^2$$

Adoptar 4 \emptyset 22 → Mu⁻

Adoptar 3 \emptyset 22 → Mu⁺

Paso3: Diseño por cortante.

$$V = \frac{1.15}{2} q_u * L_n = \frac{1.15}{2} * 3.37 * 6.40 = 12.40 \text{ ton.}$$

$$V_u = 11.08 \text{ ton.}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{280} * 30 * 36 = 9.58 \text{ ton.}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c = \frac{11.08}{0.75} - 9.58 = 5.19 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_s = 0.75 * 5.19 = 3.89 \text{ ton.}$$

$$V_s = 2.2\sqrt{f'_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 30 * 36 = 39.76 \rightarrow \text{Sección Cumple}$$

Asumimos $\varnothing 10$ mm $A_{est} = 0.780 \text{ cm}^2$

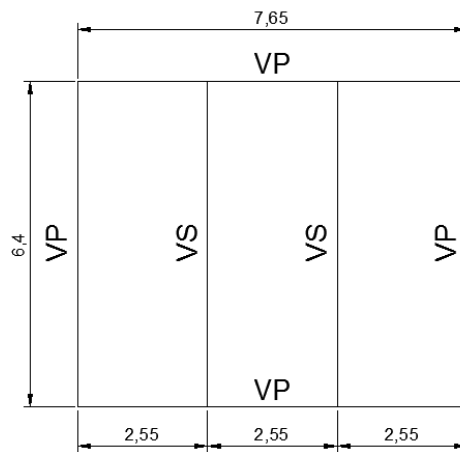
$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.785 * 4200 * 36}{39.76 * 10^3} = 57.26 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm o } 60 \text{ cm}$$

$$S \geq S_{max} \rightarrow S = 150 \text{ mm.}$$

Est. $\varnothing 10$ mm c/150mm

Cubierta



Paso 1: Calculo de cargas.

$$W_d = 0.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; W_L = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_u = 1.2W_d + 1.6W_L$$

$$W_u = 1.2 * 0.36 + 1.6 * 0.10 = 0.592 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$f = 1.05$$

$$q_u = W_u * s * f = 0.592 * 2.55 * 1.05 = 1.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Paso 2: Calculo de acero de refuerzo.

$$\text{Momento negativo: } \frac{1}{10} * q_u * L_n^2$$

$$\text{Momento positivos: } \frac{1}{14} * q_u * L_n^2$$

$$Mu^- = \frac{1}{10} * 1.60 * 6.40^2 = 6.55 \text{ ton} * \text{m}$$

$$Mu^+ = \frac{1}{14} * 1.60 * 6.40^2 = 4.68 \text{ ton} * \text{m}$$

$$b * d^2 = \frac{Mu}{Ku}; d = \sqrt{\frac{Mu}{b * Ku}}$$

$$As_{\min} = \frac{14 * b * d}{fy}$$

$$As^- = \frac{Mu}{3400 * d}$$

$$As^+ = \frac{Mu}{3400 * d}$$

b	d(cm)	Sección	As _{req} (cm ²)	As _{min} (cm ²)
20	28.40	20 * 35	6.643	1.93
25	25.40	25 * 35	6.643	2.42
30	23.19	30 * 30	8.027	2.40

Se escoge la sección 20 * 35

$$A_{\emptyset 20} = 3.142 \text{ cm}^2$$

Adoptar 3 \emptyset 20 → Mu⁻

Adoptar 2 \emptyset 20 → Mu⁺

Paso 3: Diseño por cortante.

$$V = \frac{1.15}{2} q_u * L_n = \frac{1.15}{2} * 1.60 * 6.40 = 5.89 \text{ ton.}$$

$$V_u = 5.36 \text{ ton.}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{280} * 20 * 29 = 5.14 \text{ ton.}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c = \frac{5.36}{0.75} - 5.14 = 2.00 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 0.75 * 2 = 1.50 \text{ ton.}$$

$$V_s = 2.2\sqrt{f'_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 20 * 29 = 21.35 \rightarrow \text{Sección Cumple}$$

$$\text{Asumimos } \phi 10 \text{ mm } A_{est} = 0.780 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.785 * 4200 * 29}{21.35 * 10^3} = 82.52 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{29}{2} = 15 \text{ cm o } 60\text{cm} \rightarrow S_{max} = 15 \text{ cm.}$$

$$S \geq S_{max} \rightarrow S = 150 \text{ mm.}$$

Est. $\phi 10 \text{ mm } c/150\text{mm}$

Diseño de viga principal eje xz Piso 1

Paso 1: Revisar dimensiones de secciones

Parámetros	Pu(T)	0
	f'c(kg/cm ²)	280
	Ag(cm ²)	3375
	Ln(m)	6.9
Sección de Viga	h(cm)	75
	d(cm)	69
	bw(cm)	45
Columnas	C1(cm)	75
	C2(cm)	75
Viga	L(viga)	7.65

$$Pu \leq \frac{Ag * f'c}{10} = \frac{3375 * 280}{10} = 94.5$$

$Pu = 0 \leq 94.5$; La sección cumple

$$\frac{Ln}{d} \geq 4 = \frac{690}{69} = 10$$

$$\frac{Ln}{d} = 10 \geq 4; \text{ La sección cumple}$$

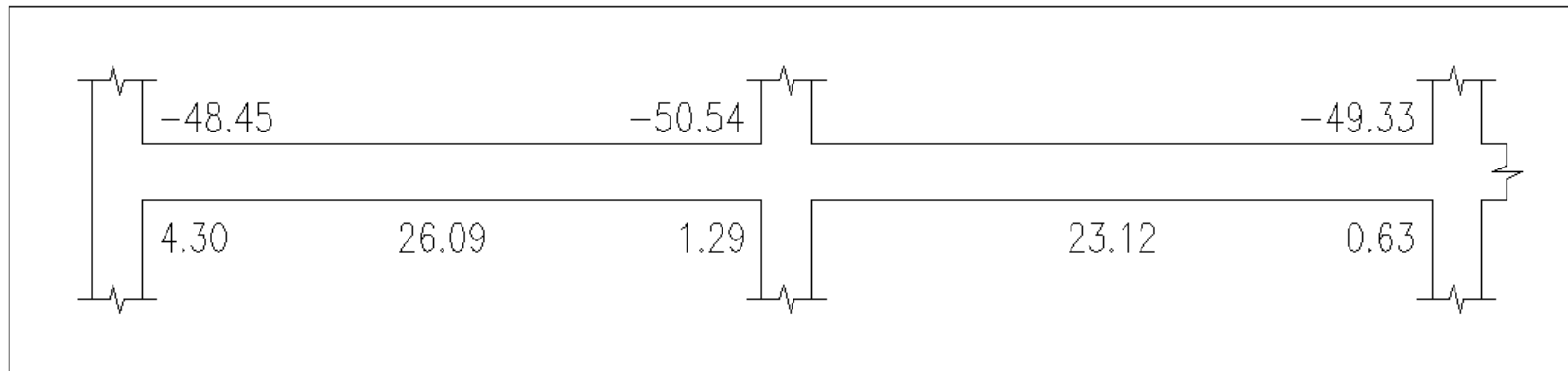
$$bw \geq 0.3h = 0.3 * 75 = 22.5\text{cm}$$

$bw = 45\text{cm} \geq 22.5\text{cm}$; La sección cumple

$$bw < C2 + \text{menor} = 187.5\text{cm}$$

$bw = 45\text{cm} < 187.5\text{cm}$; La sección cumple

Valor menor	2C2	150
	1.5C1	112.5
	menor	112.5



Tramo	Localización	Mu (T-m)	As req (cm ²)	Refuerzo				As disp. (cm ²)	w	Ø Mn (T-m)	Condicion1	Condicion2	ρ	ρ min	ρ máx	ØMn>Mu (T-m)
				#	#	Ø	As(cm ²)									
Exterior	A.E.N	48.45	20.64	4.20	5	25	4.91	24.54	0.12	59.54			0.008	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.E.P	4.30	1.83	0.58	5	20	3.14	15.71	0.08	39.14	Si cumple	Si cumple	0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	P	26.09	11.11	3.54	5	20	3.14	15.71	0.08	39.14		Si cumple	0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.N	50.54	21.53	4.39	5	25	4.91	24.54	0.12	59.54			0.008	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.P	1.29	0.55	0.17	5	20	3.14	15.71	0.08	39.14	Si cumple	Si cumple	0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple
Interior	P	23.12	9.85	3.14	5	20	3.14	15.71	0.08	39.14		Si cumple	0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.N	49.33	21.01	4.28	5	25	4.91	24.54	0.12	59.54			0.008	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.P	0.63	0.27	0.09	5	20	3.14	15.71	0.08	39.14	Si cumple	Si cumple	0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple

Paso 2: Determinar refuerzo requerido a flexión

$$A_{sreq} = \frac{M_u}{\phi_j d f_y}$$

$$A_{sreq} = \frac{48.45 * 10^5}{0.9 * 0.9 * 69 * 4200} = 20.64 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de varillas} = \frac{A_{sreq}}{A_{s \text{ varilla}}}$$

$$\# \text{ de varillas} = \frac{20.64}{4.91} = 4.205 \approx 5 \text{ varillas}$$

Se selecciona 5Ø25mm

$$A_{sdisp} = A_{s \text{ varilla}} * \# \text{ de varillas}$$

$$A_{sdisp} = 4.91 * 5 = 24.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24.54 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{A_s * f_y}{b d f' c}$$

$$w = \frac{24.54 * 4200}{45 * 69 * 280} = 0.12$$

$$\phi M_n = \phi b d^2 f' c w (1 - 0.59 w)$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 45 * 69^2 * 280 * 0.12 * (1 - 0.59 * 0.12)}{10^5} = 59.54 \text{ ton} * \text{ m}$$

Revisión

Condición 1: M_n^+ en cara del nudo $\geq M_n^- / 2$

$$M_n^+ = 43.49 \geq \frac{66.15}{2} = 33.08; \text{ Cumple}$$

Condición 2: M_n^+ cualquier sección $\geq M_{n_{max}}^- / 4$

$$M_n^+ = 43.49 \geq \frac{66.15}{4} = 16.54; \text{ Cumple}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$59.54 > 48.45; \text{ Cumple}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_{\min} = \begin{cases} \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \\ \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.8 * \sqrt{280}}{4200} = 0.0032 \end{cases}$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$0.0033 < \rho < 0.025$$

$$\rho = \frac{24.54}{45 * 69} = 0.008; \text{Cumple}$$

Paso 3: Calcular la longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión

$$L_{dh} = \frac{f_y * d_b}{17.2 * \sqrt{f'c}}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh \text{ } \varnothing 25} = \frac{4200 * 2.5}{17.2 * \sqrt{280}} = 36.48 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8 * 2.5 = 20 \text{ cm o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 20 \text{ cm}$$

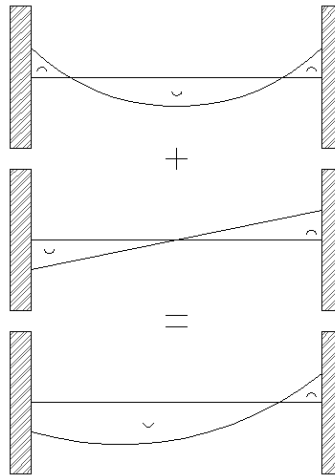
Longitud de anclaje				
Varilla	Ldh (Calculada)	Ldh (mínima)		Ldh (cm)
		Ldh 1(cm)	Ldh 2(cm)	
25.00	36.48	20	15	40.00
20.00	29.19	16	15	30.00

Paso 4: Determinar el refuerzo a cortante

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85f'_c * b}$$

Sismo de izquierda a derecha



Apoyo interior a^- y M_{pr}^-

$$a^- = \frac{A_s^-(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{24.54 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 12.03 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^-(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 24.54 * 1.25 * 4200 * \left(69 - \frac{12.03}{2} \right) = 81.16 \text{ ton} * \text{m}$$

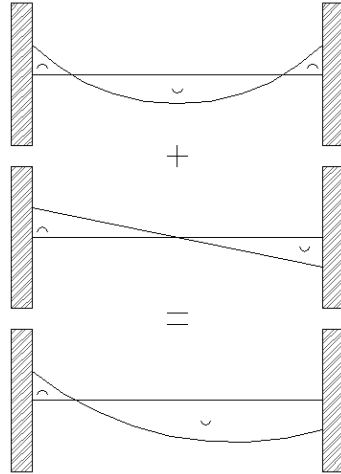
Apoyo exterior a^+ y M_{pr}^+

$$a^+ = \frac{A_s^+(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{15.71 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 7.70 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 15.71 * 1.25 * 4200 * \left(69 - \frac{7.70}{2} \right) = 53.73 \text{ ton} * \text{m}$$

Sismo de derecha a izquierda



Apoyo exterior a^- y M_{pr}^-

$$a^- = \frac{A_s^-(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{24.54 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 12.03 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^-(1.25f_y) \left(d - \frac{a^-}{2} \right)$$

$$= 24.54 * 1.25 * 4200 * \left(69 - \frac{12.03}{2} \right) = 81.16 \text{ ton} * \text{m}$$

Apoyo interior a^+ y M_{pr}^+

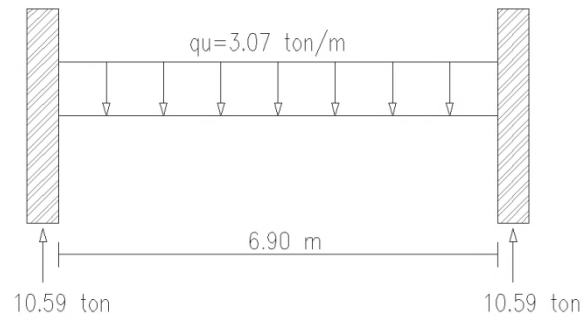
$$a^+ = \frac{A_s^+(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{15.71 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 7.70 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+(1.25f_y) \left(d - \frac{a^+}{2} \right)$$

$$= 15.71 * 1.25 * 4200 * \left(69 - \frac{7.70}{2} \right) = 53.73 \text{ ton} * \text{m}$$

Calculo de fuerzas cortantes de diseño

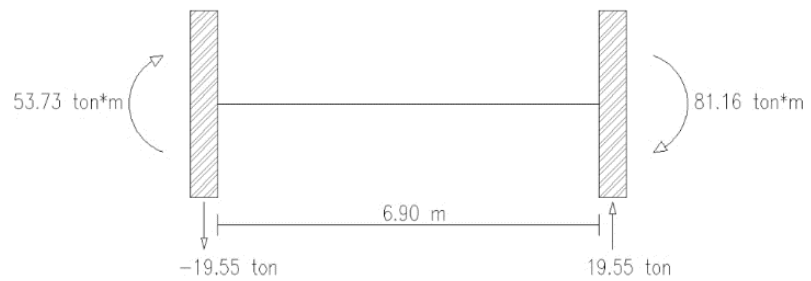
Carga gravitacional



$$V_g = \frac{q_u * L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{3.07 * 6.90}{2} = 10.59 \text{ ton}$$

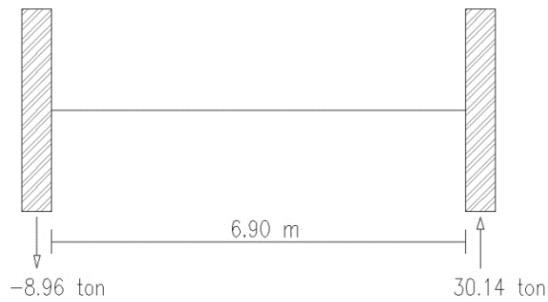
Carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{L_n}$$

$$V_g = \frac{53.73 + 81.16}{6.90} = 19.55 \text{ ton}$$

Carga gravitacional más carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_e = V_g + V_{eq}$$

$$V_e = 30.14 \text{ ton}$$

Determinar V_s

Revisar

$$\frac{V_u}{2} > V_g \rightarrow V_c = 0$$

$$\frac{30.14}{2} = 15.07 > 10.59; V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{30.14}{0.75} = 40.19 \text{ ton}$$

Condición 1

$$V_s < V_{s_{\text{máx}}}$$

$$V_{s_{\text{máx}}} = 2.2\sqrt{f'_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 45 * 69 = 114.30 \text{ ton}$$

Condición 2

$$V_s < 1.1\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$1.1 * \sqrt{280} * 45 * 69 = 57.15 \text{ ton}$$

$$40.19 < 57.15; \quad V_s = 40.19 \text{ ton}$$

Determinar \emptyset estribos y S(espaciamiento)

Asumimos $\emptyset 10\text{mm}$; $A_v = 0.785 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{4 * 0.785 * 4200 * 69}{40.19 * 10^3} = 22.66 \text{ cm}$$

Se adoptan 4 ramas, ya que las varillas longitudinales necesitan soporte lateral

$$S_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 8 * d_{\text{bmin}} \\ 24 * \emptyset_{\text{estribo}} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{4} = \frac{69}{4} = 17.25 \text{ cm}$$

$$8 * d_{\text{bmin}} = 8 * 2 = 16 \text{ cm}$$

$$24 * \emptyset_{\text{estribo}} = 24 * 1 = 24 \text{ cm}$$

$$S_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 17.25 \text{ cm}$$

Adoptar 2 estribos $\emptyset 10 \text{ mm}$ c/150mm en zonas de articulación plásticas

Zona de articulación plástica $2h = 2 * 75 = 150 \text{ cm}$

Diseño de viga principal eje xz Piso 2 y 3

Paso1: Revisar dimensiones de secciones

Parámetros	Pu(T)	0
	f'c(kg/cm2)	280
	Ag(cm2)	3150
	Ln(m)	6.95
Sección de Viga	h(cm)	70
	d(cm)	64
	bw(cm)	45
Columnas	C1(cm)	70
	C2(cm)	70
Viga	L(viga)	7.65

$$P_u \leq \frac{A_g * f'c}{10} = \frac{3150 * 280}{10} = 88.20$$

$P_u = 0 \leq 88.20$; La sección cumple

$$\frac{L_n}{d} \geq 4 = \frac{695}{64} = 10.86$$

$\frac{L_n}{d} = 10.86 \geq 4$; La sección cumple

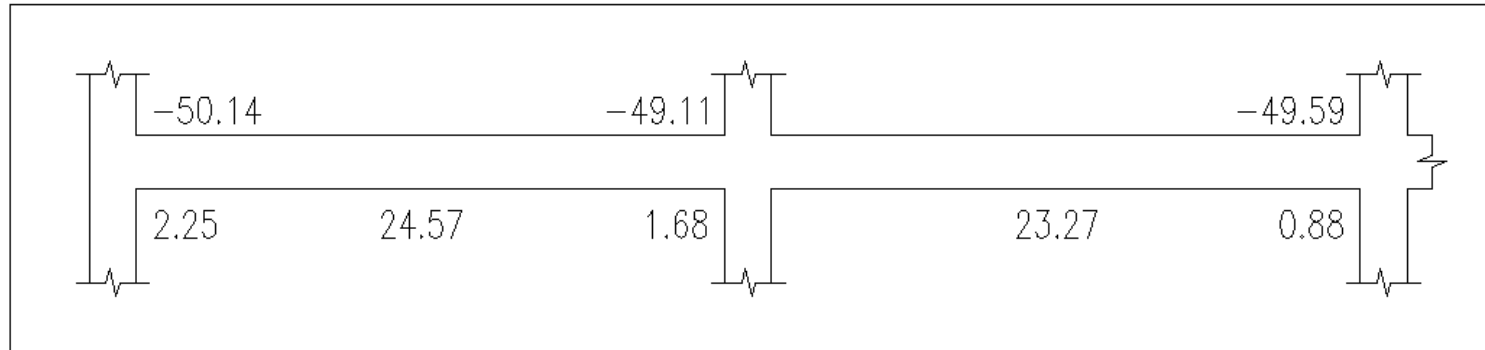
$$b_w \geq 0.3h = 0.3 * 70 = 21 \text{ cm}$$

$b_w = 45\text{cm} \geq 21 \text{ cm}$; La sección cumple

$$b_w < C2 + \text{menor} = 175 \text{ cm}$$

$b_w = 45\text{cm} < 175 \text{ cm}$; La sección cumple

Valor menor	2C2	140.00
	1.5C1	105.00
	menor	105.00



Tramo	Localización	Mu (T-m)	As req (cm ²)	Refuerzo				As disp. (cm ²)	w	Ø Mn (T-m)	Condicion1	Condicion2	ρ	ρ min	ρ máx	ØMn>Mu (T-m)
				#	#	Ø	As(cm ²)									
Exterior	A.E.N	50.14	23.03	6.06	6	22	3.80	22.81	0.12	51.31			0.008	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.E.P	2.25	1.03	0.33	4	20	3.14	12.57	0.07	29.23	Si cumple	Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	P	24.57	11.28	3.59	4	20	3.14	12.57	0.07	29.23		Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.N	49.11	22.56	5.93	6	22	3.80	22.81	0.12	51.31			0.008	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.P	1.68	0.77	0.25	4	20	3.14	12.57	0.07	29.23	Si cumple	Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple
Interior	P	23.27	10.69	3.40	4	20	3.14	12.57	0.07	29.23		Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.N	49.59	22.78	5.99	6	22	3.80	22.81	0.12	51.31			0.008	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.P	0.88	0.40	0.13	4	20	3.14	12.57	0.07	29.23	Si cumple	Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple

Paso2: Determinar refuerzo requerido a flexión

$$A_{sreq} = \frac{M_u}{\phi_j d f_y}$$

$$A_{sreq} = \frac{50.14 * 10^5}{0.9 * 0.9 * 64 * 4200} = 23.03 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{de varillas} = \frac{A_{sreq}}{A_{svarilla}}$$

$$\# \text{de varillas} = \frac{23.03}{3.80} = 6.06 \approx 6 \text{ varillas}$$

Se selecciona 6Ø22mm

$$A_{sdisp} = A_{svarilla} * \# \text{de varillas}$$

$$A_{sdisp} = 3.80 * 6 = 22.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22.81 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{A_s * f_y}{b d f' c}$$

$$w = \frac{22.81 * 4200}{45 * 64 * 280} = 0.12$$

$$\phi M_n = \phi b d^2 f' c w (1 - 0.59w)$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 45 * 64^2 * 280 * 0.12 * (1 - 0.59 * 0.12)}{10^5} = 51.31 \text{ ton} * \text{m}$$

Revisión

Condición 1: $M_n^+ \text{ en cara del nudo} \geq M_n^- / 2$

$$M_n^+ = 32.47 \geq \frac{57.01}{2} = 28.51; \text{ Cumple}$$

Condición 2: $M_n^+ \text{ cualquier seccion} \geq M_{n_{\max}}^- / 4$

$$M_n^+ = 32.47 \geq \frac{57.01}{4} = 14.25; \text{ Cumple}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$51.31 > 50.14; \text{ Cumple}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_{\min} = \begin{cases} \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \\ \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.8 * \sqrt{280}}{4200} = 0.0032 \end{cases}$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$0.0033 < \rho < 0.025$$

$$\rho = \frac{22.81}{45 * 64} = 0.008; \text{Cumple}$$

Paso3: Calcular la longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión

$$L_{dh} = \frac{f_y * d_b}{17.2 * \sqrt{f'c}}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh \text{ } \emptyset 22} = \frac{4200 * 2.2}{17.2 * \sqrt{280}} = 32.10 \approx 35 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8 * 2.2 = 18 \text{ cm o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 18 \text{ cm}$$

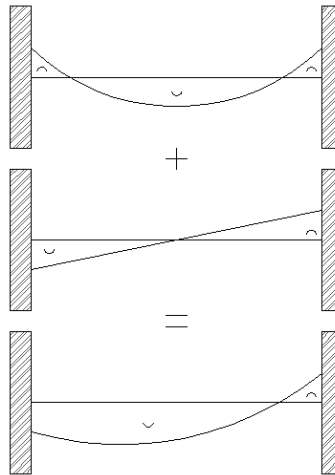
Longitud de anclaje				
Varilla (mm)	Ldh (Calculada)	Ldh(mínima)		Ldh (cm)
		Ldh 1(cm)	Ldh 2(cm)	
22.00	32.10	18	15	35.00
20.00	29.19	16	15	30.00

Paso 4: Determinar el refuerzo a cortante

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85f'_c * b}$$

Sismo de izquierda a derecha



Apoyo interior a⁻ y M_{pr}⁻

$$a^- = \frac{A_s^-(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{22.81 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 11.18 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^-(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 22.81 * 1.25 * 4200 * \left(64 - \frac{11.18}{2} \right) = 69.94 \text{ ton} * \text{m}$$

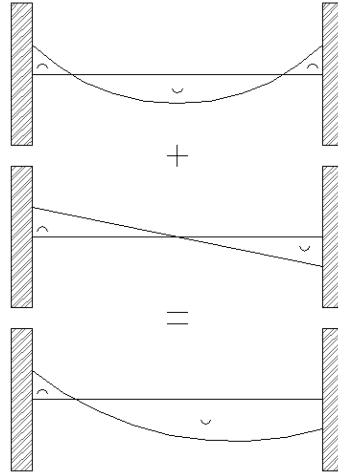
Apoyo exterior a⁺ y M_{pr}⁺

$$a^+ = \frac{A_s^+(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{12.57 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 6.16 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 12.57 * 1.25 * 4200 * \left(64 - \frac{12.03}{2} \right) = 40.19 \text{ ton} * \text{m}$$

Sismo de derecha a izquierda



Apoyo exterior a^- y M_{pr}^-

$$a^- = \frac{As^-(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{22.81 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 11.18 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = As^-(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 22.81 * 1.25 * 4200 * \left(64 - \frac{11.18}{2} \right) = 69.94 \text{ ton} * \text{m}$$

Apoyo interior a^+ y M_{pr}^+

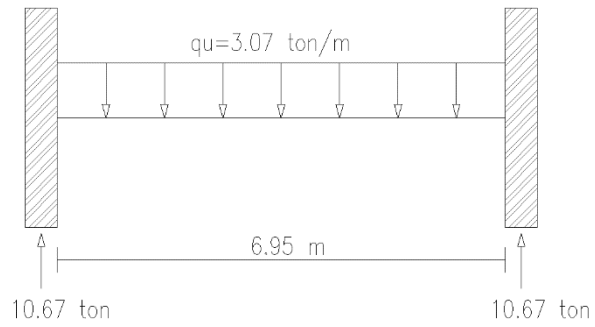
$$a^+ = \frac{As^+(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{12.57 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 6.16 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = As^+(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 12.57 * 1.25 * 4200 * \left(64 - \frac{12.03}{2} \right) = 40.19 \text{ ton} * \text{m}$$

Calculo de fuerzas cortantes de diseño

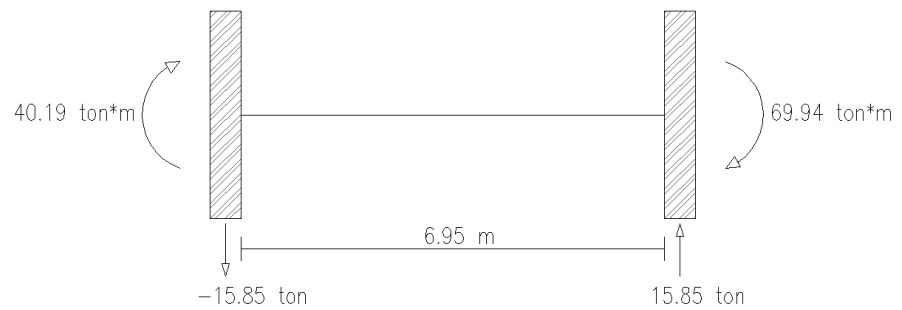
Carga gravitacional



$$V_g = \frac{q_u * L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{3.07 * 6.95}{2} = 10.67 \text{ ton}$$

Carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{L_n}$$

$$V_g = \frac{40.19 + 69.94}{6.95} = 15.85 \text{ ton}$$

Carga gravitacional más carga por sismo de izquierda a derecha.



$$V_e = V_g + V_{eq}$$

$$V_e = 26.51 \text{ ton}$$

Determinar V_s

Revisar

$$\frac{V_u}{2} > V_g \rightarrow V_c = 0$$

$$\frac{26.51}{2} = 13.26 > 10.67; V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{26.51}{0.75} = 35.35 \text{ ton}$$

Condición 1

$$V_s < V_{s_{\text{máx}}}$$

$$V_{s_{\text{máx}}} = 2.2\sqrt{f'_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 45 * 64 = 106.02 \text{ ton}$$

Condición 2

$$V_s < 1.1\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$1.1 * \sqrt{280} * 45 * 64 = 53.01 \text{ ton}$$

$$35.35 < 53.01; \quad V_s = 35.35 \text{ ton}$$

Determinar \emptyset estribos y S (espaciamiento)

$$\text{Asumimos } \emptyset 10\text{mm}; \quad A_v = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{4 * 0.785 * 4200 * 64}{35.35 * 10^3} = 23.89 \text{ cm}$$

Se adoptan 4 ramas, ya que las varillas longitudinales necesitan soporte lateral

$$S_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 8 * d_{\text{bmin}} \\ 24 * \emptyset_{\text{estribo}} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{4} = \frac{64}{4} = 16.00 \text{ cm}$$

$$8 * d_{\text{bmin}} = 8 * 2 = 16 \text{ cm}$$

$$24 * \emptyset_{\text{estribo}} = 24 * 1 = 24 \text{ cm}$$

$$S_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 17.25 \text{ cm}$$

Adoptar 2 estribos $\emptyset 10$ mm c/150mm en zonas de articulación plásticas

$$\text{Zona de articulación plástica } 2h = 2 * 70 = 140 \text{ cm} \approx 150 \text{ cm}$$

Diseño de viga principal eje xz Piso 4 y 5

Paso1: Revisar dimensiones de secciones

Parámetros	Pu(T)	0
	f'c(kg/cm2)	280
	Ag(cm2)	2925
	Ln(m)	7.00
Sección de Viga	h(cm)	65
	d(cm)	59
	bw(cm)	45
Columnas	C1(cm)	65
	C2(cm)	65
Viga	L(viga)	7.65

$$P_u \leq \frac{A_g * f'_c}{10} = \frac{2925 * 280}{10} = 81.91$$

$P_u = 0 \leq 81.90$; La sección cumple

$$\frac{L_n}{d} \geq 4 = \frac{700}{59} = 11.86$$

$\frac{L_n}{d} = 11.86 \geq 4$; La sección cumple

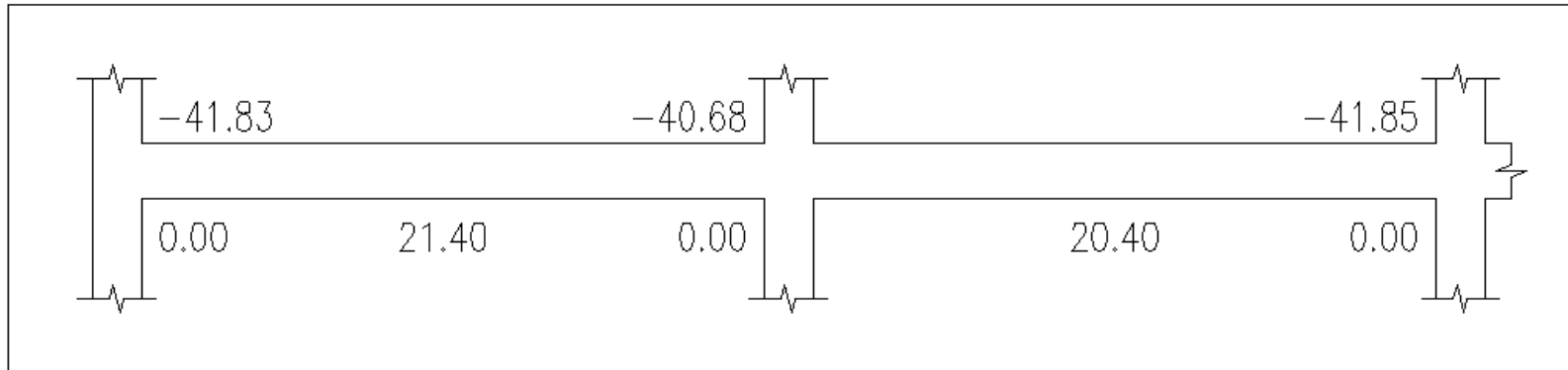
$$b_w \geq 0.3h = 0.3 * 65 = 19.50 \text{ cm}$$

$b_w = 45\text{cm} \geq 19.50 \text{ cm}$; La sección cumple

$$b_w < C2 + \text{menor} = 62.50 \text{ cm}$$

$b_w = 45\text{cm} < 162.50 \text{ cm}$; La sección cumple

Valor menor	2C2	130.00
	1.5C1	97.50
	menor	97.50



Tramo	Localización	Mu (T-m)	As req (cm2)	Refuerzo				As disp. (cm2)	w	Ø Mn (T-m)	Condicion1	Condicion2	ρ	ρ min	ρ máx	ØMn>Mu (T-m)
				#	#	Ø	As(cm2)									
Exterior	A.E.N	41.83	20.84	5.48	6	22	3.80	22.81	0.13	47.00			0.009	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.E.P	0.00	0.00	0.00	4	20	3.14	12.57	0.07	26.85	Si cumple	Si cumple	0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	P	21.40	10.66	3.39	4	20	3.14	12.57	0.07	26.85		Si cumple	0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.N	40.68	20.27	5.33	6	22	3.80	22.81	0.13	47.00			0.009	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.P	0.00	0.00	0.00	4	20	3.14	12.57	0.07	26.85	Si cumple	Si cumple	0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple
Interior	P	20.40	10.16	3.24	4	20	3.14	12.57	0.07	26.85		Si cumple	0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.N	41.85	20.85	5.48	6	22	3.80	22.81	0.13	47.00			0.009	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.P	0.00	0.00	0.00	4	20	3.14	12.57	0.07	26.85	Si cumple	Si cumple	0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple

Paso 2: Determinar refuerzo requerido a flexión

$$A_{sreq} = \frac{M_u}{\phi_j d f_y}$$

$$A_{sreq} = \frac{41.83 * 10^5}{0.9 * 0.9 * 59 * 4200} = 20.84 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de varillas} = \frac{A_{sreq}}{A_{s \text{ varilla}}}$$

$$\# \text{ de varillas} = \frac{20.84}{3.80} = 5.48 \approx 6 \text{ varillas}$$

Se selecciona 6Ø22mm

$$A_{sdisp} = A_{s \text{ varilla}} * \# \text{ de varillas}$$

$$A_{sdisp} = 3.80 * 6 = 22.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22.81 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{A_s * f_y}{b d f' c}$$

$$w = \frac{22.81 * 4200}{45 * 59 * 280} = 0.13$$

$$\phi M_n = \phi b d^2 f' c w (1 - 0.59 w)$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 45 * 59^2 * 280 * 0.13 * (1 - 0.59 * 0.13)}{10^5} = 47.00 \text{ ton} * \text{ m}$$

Revisión

Condición 1: $M_n^+ \text{ en cara del nudo} \geq M_n^- / 2$

$$M_n^+ = 29.83 \geq \frac{52.22}{2} = 26.11; \text{ Cumple}$$

Condición 2: $M_n^+ \text{ cualquier seccion} \geq M_{n_{\max}}^- / 4$

$$M_n^+ = 29.83 \geq \frac{52.22}{4} = 13.06; \text{ Cumple}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$47.00 > 41.83; \text{ Cumple}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_{\min} = \begin{cases} \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \\ \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.8 * \sqrt{280}}{4200} = 0.0032 \end{cases}$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$0.0033 < \rho < 0.025$$

$$\rho = \frac{22.81}{45 * 59} = 0.009; \text{Cumple}$$

Paso3: Calcular la longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión

$$L_{dh} = \frac{f_y * d_b}{17.2 * \sqrt{f'c}}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh \text{ } \varnothing 22} = \frac{4200 * 2.2}{17.2 * \sqrt{280}} = 32.10 \approx 35 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8 * 2.2 = 18 \text{ cm o } 15\text{cm}$$

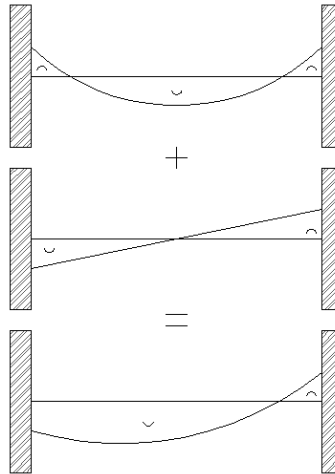
$$L_{dh_{\min}} = 18 \text{ cm}$$

Longitud de anclaje				
Varilla (mm)	Ldh (Calculada)	Ldh(mínima)		Ldh (cm)
		Ldh 1(cm)	Ldh 2(cm)	
22.00	32.10	18	15	35.00
20.00	29.19	16	15	30.00

Paso 4: Determinar el refuerzo a cortante

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Sismo de izquierda a derecha



Apoyo interior a^- y M_{pr}^-

$$a^- = \frac{A_s^-(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{22.81 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 11.18 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^-(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 22.81 * 1.25 * 4200 * \left(59 - \frac{11.18}{2} \right) = 63.95 \text{ ton} * \text{m}$$

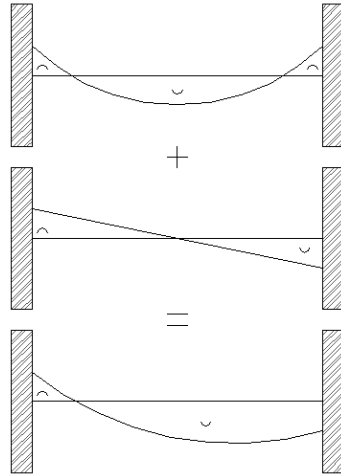
Apoyo exterior a^+ y M_{pr}^+

$$a^+ = \frac{A_s^+(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{12.57 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 6.16 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 12.57 * 1.25 * 4200 * \left(59 - \frac{12.03}{2} \right) = 36.89 \text{ ton} * \text{m}$$

Sismo de derecha a izquierda



Apoyo exterior a^- y M_{pr}^-

$$a^- = \frac{As^-(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{22.81 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 11.18 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = As^-(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 22.81 * 1.25 * 4200 * \left(59 - \frac{11.18}{2} \right) = 63.95 \text{ ton} * \text{m}$$

Apoyo interior a^+ y M_{pr}^+

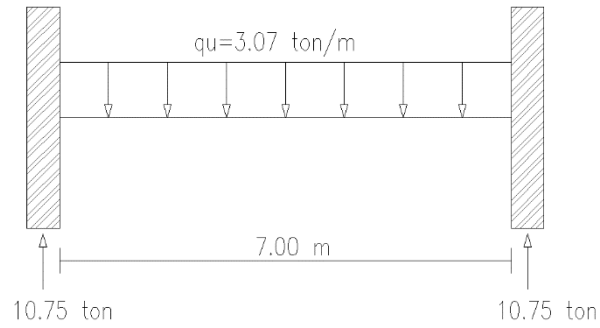
$$a^+ = \frac{As^+(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{12.57 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 45} = 6.16 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = As^+(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 12.57 * 1.25 * 4200 * \left(59 - \frac{12.03}{2} \right) = 36.89 \text{ ton} * \text{m}$$

Calculo de fuerzas cortantes de diseño

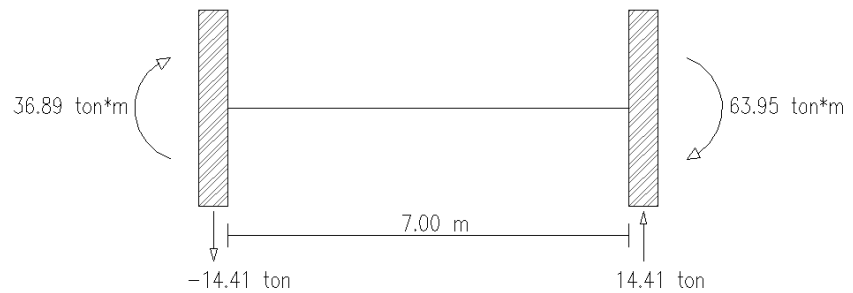
Carga gravitacional



$$V_g = \frac{q_u * L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{3.07 * 7.00}{2} = 10.75 \text{ ton}$$

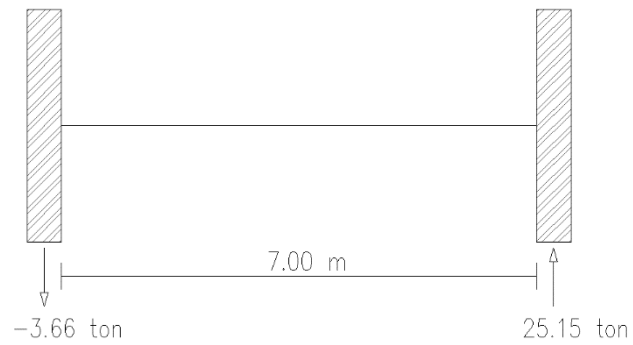
Carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{L_n}$$

$$V_g = \frac{36.89 + 63.95}{7.00} = 14.41 \text{ ton}$$

Carga gravitacional más carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_e = V_g + V_{eq}$$

$$V_e = 25.15 \text{ ton}$$

Determinar V_s

Revisar

$$\frac{V_u}{2} > V_g \rightarrow V_c = 0$$

$$\frac{25.15}{2} = 12.58 > 10.75; V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{25.15}{0.75} = 33.54 \text{ ton}$$

Condición 1

$$V_s < V_{s_{\text{máx}}}$$

$$V_{s_{\text{máx}}} = 2.2\sqrt{f'_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 45 * 59 = 97.74 \text{ ton}$$

Condición 2

$$V_s < 1.1\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$1.1 * \sqrt{280} * 45 * 59 = 48.87 \text{ ton}$$

$$33.54 < 48.87; \quad V_s = 33.54 \text{ ton}$$

Determinar \emptyset estribos y S(espaciamiento)

$$\text{Asumimos } \emptyset 10\text{mm}; \quad A_v = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{4 * 0.785 * 4200 * 59}{33.54 * 10^3} = 23.21 \text{ cm}$$

Se adoptan 4 ramas, ya que las varillas longitudinales necesitan soporte lateral

$$S_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 8 * d_{\text{bmin}} \\ 24 * \emptyset_{\text{estribo}} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{4} = \frac{64}{4} = 16.00 \text{ cm}$$

$$8 * d_{\text{bmin}} = 8 * 2 = 16 \text{ cm}$$

$$24 * \emptyset_{\text{estribo}} = 24 * 1 = 24 \text{ cm}$$

$$S_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 17.25 \text{ cm}$$

Adoptar 2 estribos $\emptyset 10 \text{ mm}$ c/150mm en zonas de articulación plásticas

$$\text{Zona de articulación plástica } 2h = 2 * 65 = 130 \text{ cm} \approx 150 \text{ cm}$$

Diseño de viga principal eje yz Piso 1

Paso1: Revisar dimensiones de secciones

Parámetros	Pu(T)	0
	f'c(kg/cm2)	280
	Ag(cm2)	3000
	Ln(m)	5.65
Sección de Viga	h(cm)	75
	d(cm)	69
	bw(cm)	40
Columnas	C1(cm)	75
	C2(cm)	75
Viga	L(viga)	6.40

$$P_u \leq \frac{A_g * f'_c}{10} = \frac{3000 * 280}{10} = 84.00$$

$P_u = 0 \leq 84.00$; La sección cumple

$$\frac{L_n}{d} \geq 4 = \frac{565}{69} = 8.19$$

$\frac{L_n}{d} = 8.19 \geq 4$; La sección cumple

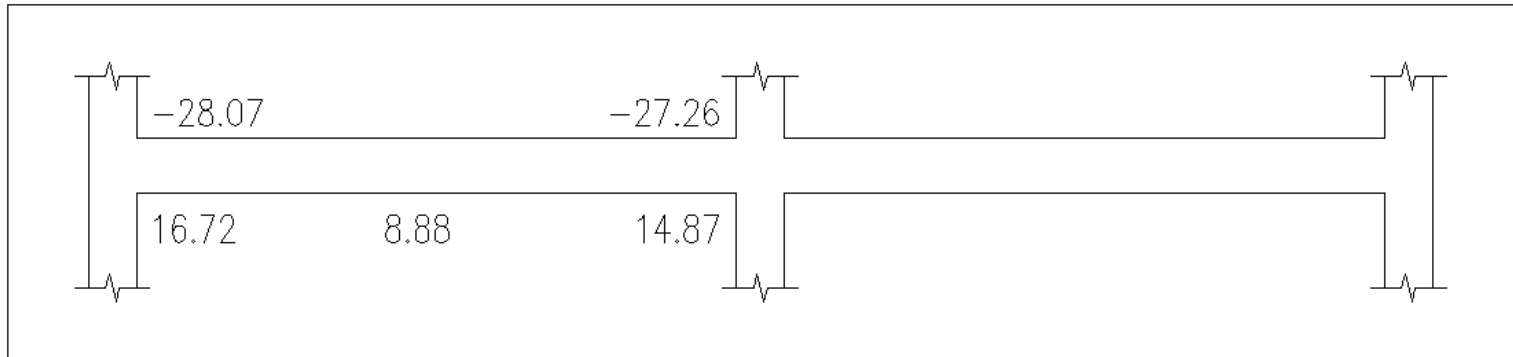
$$b_w \geq 0.3h = 0.3 * 75 = 22.5\text{cm}$$

$b_w = 40\text{cm} \geq 22.5\text{cm}$; La sección cumple

$$b_w < C2 + \text{menor} = 187.5\text{cm}$$

$b_w = 40\text{ cm} < 187.5\text{cm}$; La sección cumple

Valor menor	2C2	150
	1.5C1	112.5
	menor	112.5



Tramo	Localización	Mu (T-m)	As req (cm ²)	Refuerzo				As disp. (cm ²)	w	Ø Mn (T-m)	Condicion1	Condicion2	ρ	ρ min	ρ máx	ØMn>Mu (T-m)
				#	#	Ø	As(cm ²)									
Exterior	A.E.N	28.07	11.96	3.15	4	22	3.80	15.21	0.08	37.72			0.006	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.E.P	16.72	7.12	2.80	4	18	2.54	10.18	0.06	25.68	Si cumple	Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	P	8.88	3.78	1.49	4	18	2.54	10.18	0.06	25.68		Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.N	14.87	11.61	3.05	4	22	3.80	15.21	0.08	37.72			0.006	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.P	27.26	6.33	2.49	4	18	2.54	10.18	0.06	25.68	Si cumple	Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple

Paso2: Determinar refuerzo requerido a flexión

$$A_{sreq} = \frac{M_u}{\phi_j d f_y}$$

$$A_{sreq} = \frac{28.07 * 10^5}{0.9 * 0.9 * 69 * 4200} = 11.96 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{de varillas} = \frac{A_{sreq}}{A_{svarilla}}$$

$$\# \text{de varillas} = \frac{11.96}{3.80} = 3.15 \approx 4 \text{ varillas}$$

Se selecciona 4Ø22mm

$$A_{sdisp} = A_{svarilla} * \# \text{de varillas}$$

$$A_{sdisp} = 3.80 * 4 = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{A_s * f_y}{b d f' c}$$

$$w = \frac{15.21 * 4200}{40 * 69 * 280} = 0.08$$

$$\phi M_n = \phi b d^2 f' c w (1 - 0.59w)$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 40 * 69^2 * 280 * 0.08 * (1 - 0.59 * 0.08)}{10^5} = 37.72 \text{ ton} * \text{m}$$

Revisión

Condición 1: $M_n^+ \text{ en cara del nudo} \geq M_n^- / 2$

$$M_n^+ = 28.53 \geq \frac{41.92}{2} = 20.96; \text{ Cumple}$$

Condición 2: $M_n^+ \text{ cualquier seccion} \geq M_{n_{\max}}^- / 4$

$$M_n^+ = 28.53 \geq \frac{41.92}{4} = 10.48; \text{ Cumple}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$37.72 > 28.07; \text{ Cumple}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_{\min} = \begin{cases} \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \\ \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.8 * \sqrt{280}}{4200} = 0.0032 \end{cases}$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$0.0033 < \rho < 0.025$$

$$\rho = \frac{15.21}{40 * 69} = 0.006; \text{Cumple}$$

Paso3: Calcular la longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión

$$L_{dh} = \frac{f_y * d_b}{17.2 * \sqrt{f'c}}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh \text{ } \varnothing 22} = \frac{4200 * 2.2}{17.2 * \sqrt{280}} = 32.10 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8 * 2.2 = 18 \text{ cm o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 18 \text{ cm}$$

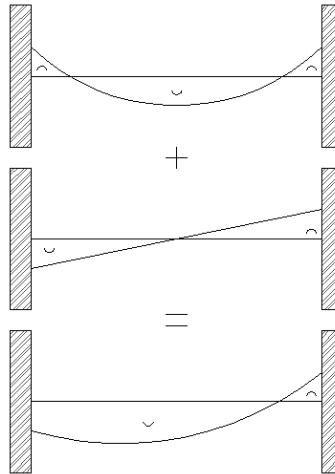
Longitud de anclaje				
Varilla	Ldh (Calculada)	Ldh (mínima)		Ldh (cm)
		Ldh 1(cm)	Ldh 2(cm)	
22.00	32.10	18	15	35.00
18.00	26.27	14	15	30.00

Paso 4: Determinar el refuerzo a cortante

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85f'_c * b}$$

Sismo de izquierda a derecha



Apoyo interior a^- y M_{pr}^-

$$a^- = \frac{A_s^-(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{15.21 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 8.39 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^-(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 15.21 * 1.25 * 4200 * \left(69 - \frac{8.39}{2} \right) = 51.73 \text{ ton} * \text{m}$$

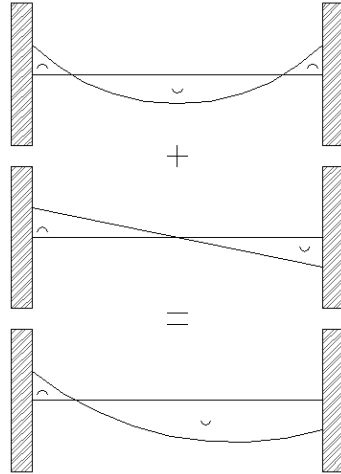
Apoyo exterior a^+ y M_{pr}^+

$$a^+ = \frac{A_s^+(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{10.18 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 5.61 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 10.18 * 1.25 * 4200 * \left(69 - \frac{5.61}{2} \right) = 35.37 \text{ ton} * \text{m}$$

Sismo de derecha a izquierda



Apoyo exterior a^- y M_{pr}^-

$$a^- = \frac{As^-(1.25fy)}{0.85f'c * b} = \frac{15.21 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 8.39 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = As^-(1.25fy) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 15.21 * 1.25 * 4200 * \left(69 - \frac{8.39}{2} \right) = 51.73 \text{ ton} * \text{m}$$

Apoyo interior a^+ y M_{pr}^+

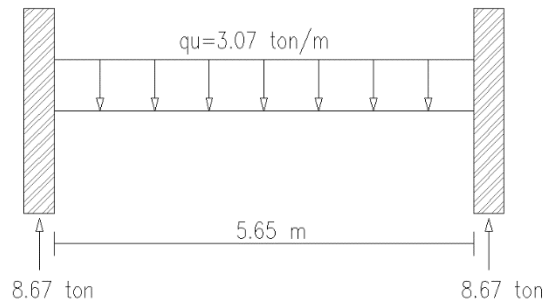
$$a^+ = \frac{As^+(1.25fy)}{0.85f'c * b} = \frac{10.18 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 5.61 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = As^+(1.25fy) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 10.18 * 1.25 * 4200 * \left(69 - \frac{5.61}{2} \right) = 35.37 \text{ ton} * \text{m}$$

Calculo de fuerzas cortantes de diseño

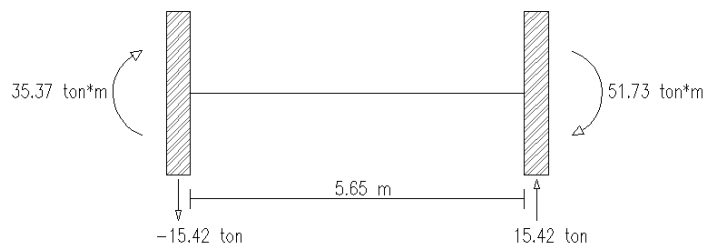
Carga gravitacional



$$V_g = \frac{q_u * L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{3.07 * 5.65}{2} = 8.67 \text{ ton}$$

Carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{L_n}$$

$$V_g = \frac{35.37 + 51.73}{5.65} = 15.42 \text{ ton}$$

Carga gravitacional más carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_e = V_g + V_{eq}$$

$$V_e = 24.09 \text{ ton}$$

Determinar V_s

Revisar

$$\frac{V_u}{2} > V_g \rightarrow V_c = 0$$

$$\frac{24.09}{2} = 12.05 > 8.67; V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{24.09}{0.75} = 32.12 \text{ ton}$$

Condición 1

$$V_s < V_{s_{\text{máx}}}$$

$$V_{s_{\text{máx}}} = 2.2\sqrt{f'_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 40 * 69 = 101.60 \text{ ton}$$

Condición 2

$$V_s < 1.1\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$1.1 * \sqrt{280} * 40 * 69 = 50.80 \text{ ton}$$

$$32.12 < 50.80; \quad V_s = 32.12 \text{ ton}$$

Determinar \emptyset estribos y S (espaciamiento)

$$\text{Asumimos } \emptyset 10\text{mm}; \quad A_v = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{4 * 0.785 * 4200 * 69}{32.12 * 10^3} = 28.34 \text{ cm}$$

Se adoptan 4 ramas, ya que las varillas longitudinales necesitan soporte lateral

$$S_{\text{máx}} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 8 * d_{\text{bmin}} \\ 24 * \varnothing_{\text{estribo}} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{4} = \frac{69}{4} = 17.25 \text{ cm}$$

$$8 * d_{\text{bmin}} = 8 * 1.8 = 14.4 \text{ cm}$$

$$24 * \varnothing_{\text{estribo}} = 24 * 1 = 24 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 14.4 \text{ cm}$$

Adoptar 2 estribos $\varnothing 10$ mm c/125mm en zonas de articulación plásticas

Zona de articulación plástica $2h = 2 * 75 = 150$ cm

Diseño de viga principal eje yz Piso 2 y 3

Paso1: Revisar dimensiones de secciones

Parámetros	Pu(T)	0
	f'c(kg/cm2)	280
	Ag(cm2)	2800
	Ln(m)	5.70
Sección de Viga	h(cm)	70
	d(cm)	64
	bw(cm)	40
Columnas	C1(cm)	70
	C2(cm)	70
Viga	L(viga)	6.40

$$Pu \leq \frac{Ag * f'c}{10} = \frac{2800 * 280}{10} = 78.40$$

$Pu = 0 \leq 78.40$; La sección cumple

$$\frac{Ln}{d} \geq 4 = \frac{570}{64} = 8.91$$

$\frac{Ln}{d} = 8.91 \geq 4$; La sección cumple

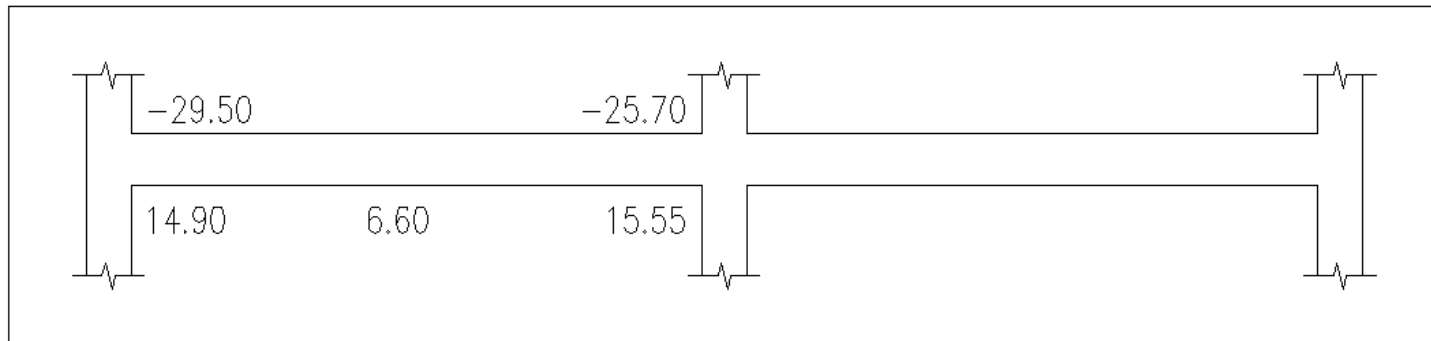
$$bw \geq 0.3h = 0.3 * 70 = 21.0\text{cm}$$

$bw = 40\text{cm} \geq 21.0\text{cm}$; La sección cumple

$$bw < C2 + \text{menor} = 175.0\text{cm}$$

$bw = 40 \text{ cm} < 175.0\text{cm}$; La sección cumple

Valor menor	2C2	140
	1.5C1	105
	menor	105



Tramo	Localización	Mu (T-m)	As req (cm ²)	Refuerzo				As disp. (cm ²)	w	Ø Mn (T-m)	Condicion1	Condicion2	ρ	ρ min	ρ máx	ØMn>Mu (T-m)
				#	#	Ø	As(cm ²)									
Exterior	A.E.N	29.50	13.55	3.56	4	22	3.80	15.21	0.09	34.85			0.006	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.E.P	14.90	6.84	2.69	4	18	2.54	10.18	0.06	23.76	Si cumple	Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	P	6.60	3.03	1.19	4	18	2.54	10.18	0.06	23.76		Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.N	25.70	11.80	3.11	4	22	3.80	15.21	0.09	34.85			0.006	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.P	15.55	7.14	2.81	4	18	2.54	10.18	0.06	23.76	Si cumple	Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple

Paso2: Determinar refuerzo requerido a flexión

$$A_{sreq} = \frac{M_u}{\phi_j d f_y}$$

$$A_{sreq} = \frac{29.50 * 10^5}{0.9 * 0.9 * 64 * 4200} = 13.55 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{de varillas} = \frac{A_{sreq}}{A_{svarilla}}$$

$$\# \text{de varillas} = \frac{13.55}{3.80} = 3.56 \approx 4 \text{ varillas}$$

Se selecciona 4Ø22mm

$$A_{sdisp} = A_{svarilla} * \# \text{de varillas}$$

$$A_{sdisp} = 3.80 * 4 = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{A_s * f_y}{b d f' c}$$

$$w = \frac{15.21 * 4200}{40 * 64 * 280} = 0.09$$

$$\phi M_n = \phi b d^2 f' c w (1 - 0.59w)$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 40 * 64^2 * 280 * 0.09 * (1 - 0.59 * 0.09)}{10^5} = 34.85 \text{ ton} * \text{ m}$$

Revisión

Condición 1: $M_n^+ \text{ en cara del nudo} \geq M_n^- / 2$

$$M_n^+ = 26.40 \geq \frac{38.72}{2} = 19.36; \text{ Cumple}$$

Condición 2: $M_n^+ \text{ cualquier seccion} \geq M_{n_{\max}}^- / 4$

$$M_n^+ = 26.40 \geq \frac{38.72}{4} = 9.68; \text{ Cumple}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$34.85 > 29.50; \text{ Cumple}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_{\min} = \begin{cases} \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \\ \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.8 * \sqrt{280}}{4200} = 0.0032 \end{cases}$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$0.0033 < \rho < 0.025$$

$$\rho = \frac{15.21}{40 * 64} = 0.006; \text{Cumple}$$

Paso3: Calcular la longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión

$$L_{dh} = \frac{f_y * d_b}{17.2 * \sqrt{f'c}}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh \text{ } \varnothing 22} = \frac{4200 * 2.2}{17.2 * \sqrt{280}} = 32.10 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8 * 2.2 = 18 \text{ cm o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 18 \text{ cm}$$

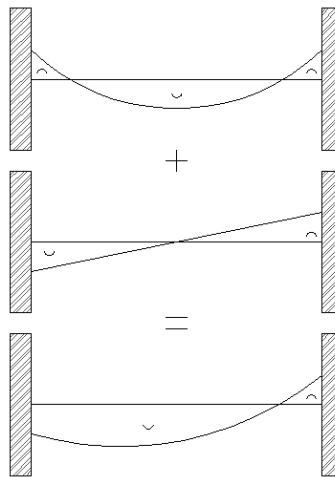
Longitud de anclaje				
Varilla	Ldh (Calculada)	Ldh (mínima)		Ldh (cm)
		Ldh 1(cm)	Ldh 2(cm)	
22.00	32.10	18	15	35.00
18.00	26.27	14	15	30.00

Paso 4: Determinar el refuerzo a cortante

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85f'_c * b}$$

Sismo de izquierda a derecha



Apoyo interior a⁻ y M_{pr}⁻

$$a^- = \frac{A_s^-(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{15.21 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 8.39 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^-(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 15.21 * 1.25 * 4200 * \left(64 - \frac{8.39}{2} \right) = 47.74 \text{ ton} * \text{m}$$

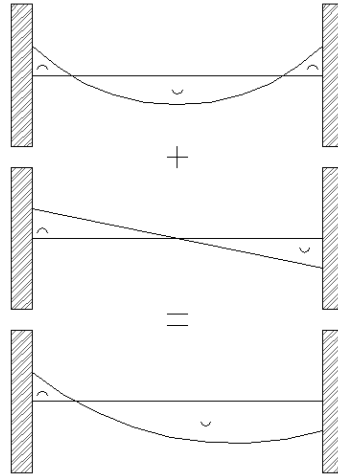
Apoyo exterior a⁺ y M_{pr}⁺

$$a^+ = \frac{A_s^+(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{10.18 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 5.61 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 10.18 * 1.25 * 4200 * \left(64 - \frac{5.61}{2} \right) = 32.70 \text{ ton} * \text{m}$$

Sismo de derecha a izquierda



Apoyo exterior a⁻ y M_{pr⁻}

$$a^- = \frac{As^-(1.25fy)}{0.85f'c * b} = \frac{15.21 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 8.39 \text{ cm}$$

$$M_{pr^-} = As^-(1.25fy) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 15.21 * 1.25 * 4200 * \left(64 - \frac{8.39}{2} \right) = 47.74 \text{ ton * m}$$

Apoyo interior a⁺ y M_{pr⁺}

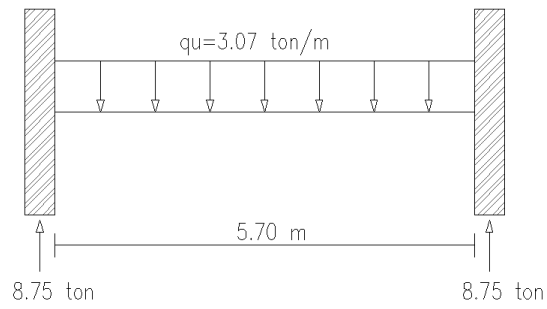
$$a^+ = \frac{As^+(1.25fy)}{0.85f'c * b} = \frac{10.18 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 5.61 \text{ cm}$$

$$M_{pr^+} = As^+(1.25fy) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 10.18 * 1.25 * 4200 * \left(64 - \frac{5.61}{2} \right) = 32.70 \text{ ton * m}$$

Calculo de fuerzas cortantes de diseño

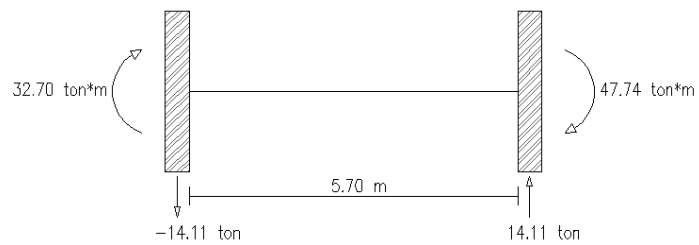
Carga gravitacional



$$V_g = \frac{q_u * L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{3.07 * 5.70}{2} = 8.75 \text{ ton}$$

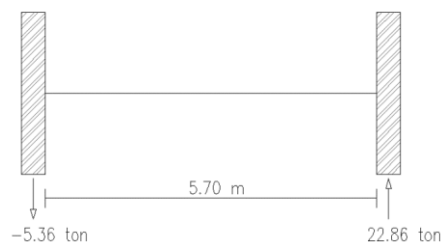
Carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{L_n}$$

$$V_g = \frac{32.70 + 47.74}{5.70} = 14.11 \text{ ton}$$

Carga gravitacional más carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_e = V_g + V_{eq}$$

$$V_e = 22.86 \text{ ton}$$

Determinar V_s

Revisar

$$\frac{V_u}{2} > V_g \rightarrow V_c = 0$$

$$\frac{22.86}{2} = 11.43 > 8.75; V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{22.86}{0.75} = 30.48 \text{ ton}$$

Condición 1

$$V_s < V_{s_{\text{máx}}}$$

$$V_{s_{\text{máx}}} = 2.2\sqrt{f'_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 40 * 64 = 94.24 \text{ ton}$$

Condición 2

$$V_s < 1.1\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$1.1 * \sqrt{280} * 40 * 64 = 47.12 \text{ ton}$$

$$30.48 < 47.12; \quad V_s = 30.48 \text{ ton}$$

Determinar ϕ estribos y S (espaciamiento)

$$\text{Asumimos } \phi 10\text{mm}; \quad A_v = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{4 * 0.785 * 4200 * 64}{30.48 * 10^3} = 27.70 \text{ cm}$$

Se adoptan 4 ramas, ya que las varillas longitudinales necesitan soporte lateral

$$S_{\text{máx}} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 8 * d_{\text{bmin}} \\ 24 * \emptyset_{\text{estribo}} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{4} = \frac{64}{4} = 16.00 \text{ cm}$$

$$8 * d_{\text{bmin}} = 8 * 1.8 = 14.4 \text{ cm}$$

$$24 * \emptyset_{\text{estribo}} = 24 * 1 = 24 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 14.4 \text{ cm}$$

Adoptar 2 estribos $\emptyset 10 \text{ mm}$ c/125mm en zonas de articulación plásticas

Zona de articulación plástica $2h = 2 * 70 = 140 \text{ cm} \approx 150 \text{ cm}$

Diseño de viga principal eje yz Piso 4 y 5

Paso1: Revisar dimensiones de secciones

Parámetros	Pu(T)	0
	f'c(kg/cm ²)	280
	Ag(cm ²)	2600
	Ln(m)	5.75
Sección de Viga	h(cm)	65
	d(cm)	59
	bw(cm)	40
Columnas	C1(cm)	65
	C2(cm)	65
Viga	L(viga)	6.40

$$Pu \leq \frac{Ag * f'c}{10} = \frac{2600 * 280}{10} = 72.80$$

$Pu = 0 \leq 72.80$; La sección cumple

$$\frac{Ln}{d} \geq 4 = \frac{575}{59} = 9.75$$

$\frac{Ln}{d} = 9.75 \geq 4$; La sección cumple

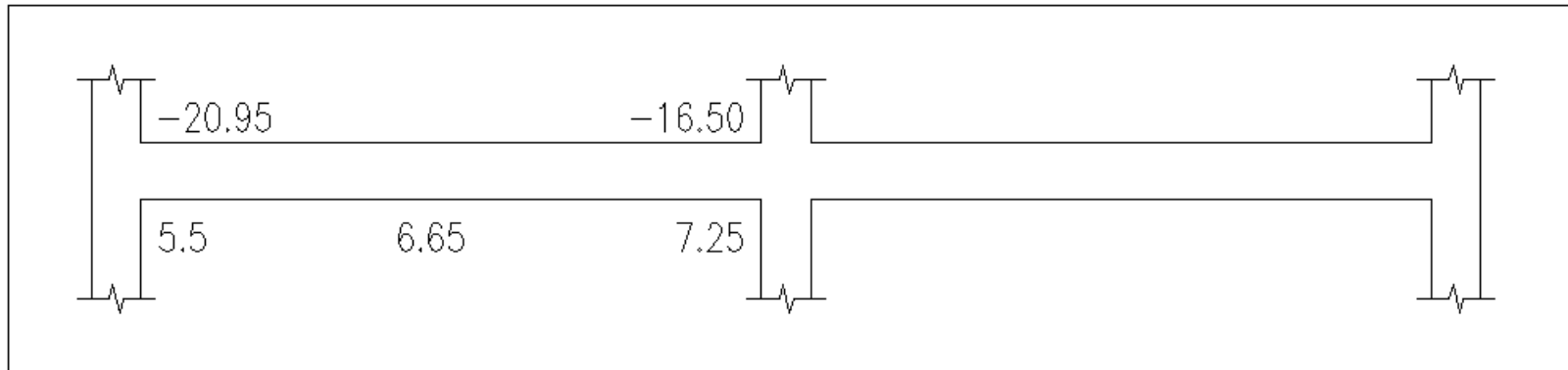
$$bw \geq 0.3h = 0.3 * 65 = 19.50 \text{ cm}$$

$bw = 40\text{cm} \geq 19.50 \text{ cm}$; La sección cumple

$$bw < C2 + \text{menor} = 162.5 \text{ cm}$$

$bw = 40 \text{ cm} < 130 \text{ cm}$; La sección cumple

Valor menor	2C2	130
	1.5C1	97.5
	menor	97.5



Tramo	Localización	Mu (T-m)	As req (cm ²)	Refuerzo				As disp. (cm ²)	w	Ø Mn (T-m)	Condicion1	Condicion2	ρ	ρ min	ρ máx	ØMn>Mu (T-m)
				#	#	Ø	As(cm ²)									
Exterior	A.E.N	20.95	10.44	3.32	4	20	3.14	12.57	0.08	26.70			0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.E.P	5.50	2.74	1.08	4	18	2.54	10.18	0.06	21.83	Si cumple	Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	P	6.65	3.31	1.30	4	18	2.54	10.18	0.06	21.83		Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.N	16.50	8.22	2.62	4	20	3.14	12.57	0.08	26.70			0.005	Si cumple	Si cumple	Si cumple
	A.I.P	7.25	6.61	1.42	4	18	2.54	10.18	0.06	21.83	Si cumple	Si cumple	0.004	Si cumple	Si cumple	Si cumple

Paso2: Determinar refuerzo requerido a flexión

$$A_{sreq} = \frac{M_u}{\phi_j d f_y}$$

$$A_{sreq} = \frac{20.95 * 10^5}{0.9 * 0.9 * 59 * 4200} = 10.44 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{de varillas} = \frac{A_{sreq}}{A_{svarilla}}$$

$$\# \text{de varillas} = \frac{10.44}{3.14} = 3.32 \approx 4 \text{ varillas}$$

Se selecciona 4Ø20mm

$$A_{sdisp} = A_{svarilla} * \# \text{de varillas}$$

$$A_{sdisp} = 3.14 * 4 = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.57 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{A_s * f_y}{b d f' c}$$

$$w = \frac{12.57 * 4200}{40 * 59 * 280} = 0.08$$

$$\phi M_n = \phi b d^2 f' c w (1 - 0.59w)$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 40 * 59^2 * 280 * 0.08 * (1 - 0.59 * 0.08)}{10^5} = 26.70 \text{ ton} * \text{m}$$

Revisión

Condición 1: $M_n^+ \text{ en cara del nudo} \geq M_n^- / 2$

$$M_n^+ = 24.25 \geq \frac{29.67}{2} = 14.84; \text{ Cumple}$$

Condición 2: $M_n^+ \text{ cualquier seccion} \geq M_{n_{\max}}^- / 4$

$$M_n^+ = 24.25 \geq \frac{29.67}{4} = 7.42; \text{ Cumple}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$26.70 > 20.95; \text{ Cumple}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\rho_{\min} = \begin{cases} \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \\ \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.8 * \sqrt{280}}{4200} = 0.0032 \end{cases}$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$0.0033 < \rho < 0.025$$

$$\rho = \frac{12.57}{40 * 59} = 0.005; \text{Cumple}$$

Paso3: Calcular la longitud requerida de anclaje del refuerzo a flexión

$$L_{dh} = \frac{f_y * d_b}{17.2 * \sqrt{f'c}}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8d_b \text{ o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh \text{ } \varnothing 20} = \frac{4200 * 2.0}{17.2 * \sqrt{280}} = 29.19 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 8 * 2.0 = 16 \text{ cm o } 15\text{cm}$$

$$L_{dh_{\min}} = 16 \text{ cm}$$

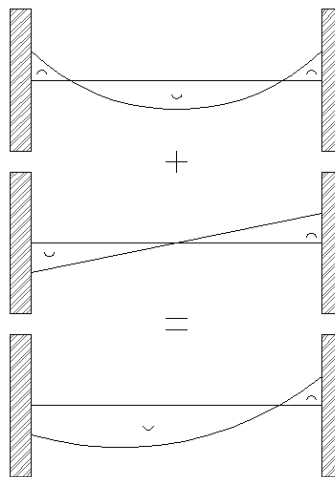
Longitud de anclaje				
Varilla	Ldh (Calculada)	Ldh (mínima)		Ldh (cm)
		Ldh 1(cm)	Ldh 2(cm)	
20.00	29.19	16	15	30.00
18.00	26.27	14	15	30.00

Paso 4: Determinar el refuerzo a cortante

$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85f'_c * b}$$

Sismo de izquierda a derecha



Apoyo interior a⁻ y M_{pr⁻}

$$a^- = \frac{A_s^-(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{12.57 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 6.93 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^-(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 12.57 * 1.25 * 4200 * \left(59 - \frac{6.93}{2} \right) = 36.64 \text{ ton * m}$$

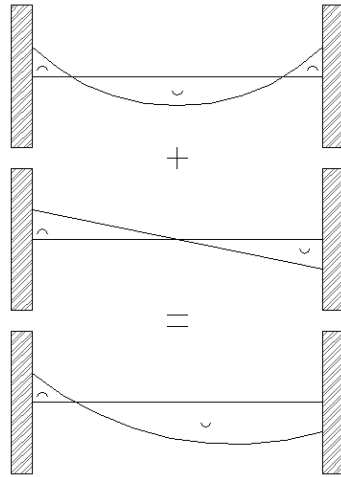
Apoyo exterior a⁺ y M_{pr⁺}

$$a^+ = \frac{A_s^+(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{10.18 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 5.61 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 10.18 * 1.25 * 4200 * \left(59 - \frac{5.61}{2} \right) = 30.03 \text{ ton * m}$$

Sismo de derecha a izquierda



Apoyo exterior a^- y M_{pr}^-

$$a^- = \frac{A_s^-(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{12.57 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 6.93 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^- = A_s^-(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 12.57 * 1.25 * 4200 * \left(59 - \frac{6.93}{2} \right) = 36.64 \text{ ton} * \text{m}$$

Apoyo interior a^+ y M_{pr}^+

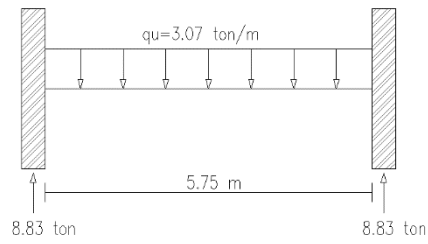
$$a^+ = \frac{A_s^+(1.25f_y)}{0.85f'_c * b} = \frac{10.18 * 1.25 * 4200}{0.85 * 280 * 40} = 5.61 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 10.18 * 1.25 * 4200 * \left(59 - \frac{5.61}{2} \right) = 30.03 \text{ ton} * \text{m}$$

Calculo de fuerzas cortantes de diseño

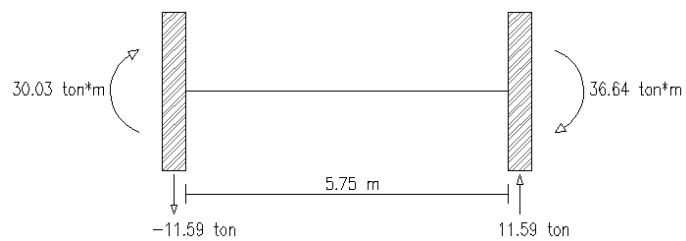
Carga gravitacional



$$V_g = \frac{q_u * L_n}{2}$$

$$V_g = \frac{3.07 * 5.75}{2} = 8.83 \text{ ton}$$

Carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_{eq} = \frac{M_1 + M_2}{L_n}$$

$$V_g = \frac{30.03 + 36.64}{5.75} = 11.59 \text{ ton}$$

Carga gravitacional más carga por sismo de izquierda a derecha



$$V_e = V_g + V_{eq}$$

$$V_e = 20.42 \text{ ton}$$

Determinar V_s

Revisar

$$\frac{V_u}{2} > V_g \rightarrow V_c = 0$$

$$\frac{20.42}{2} = 10.21 > 8.83; V_c = 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{20.42}{0.75} = 27.23 \text{ ton}$$

Condición 1

$$V_s < V_{s_{\text{máx}}}$$

$$V_{s_{\text{máx}}} = 2.2\sqrt{f'_c} * b * d = 2.2 * \sqrt{280} * 40 * 59 = 86.88 \text{ ton}$$

Condición 2

$$V_s < 1.1\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$1.1 * \sqrt{280} * 40 * 59 = 43.44 \text{ ton}$$

$$27.23 < 43.44; \quad V_s = 27.23 \text{ ton}$$

Determinar \emptyset estribos y S (espaciamiento)

Asumimos $\emptyset 10\text{mm}$; $A_v = 0.785 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{4 * 0.785 * 4200 * 59}{27.23 * 10^3} = 28.59 \text{ cm}$$

Se adoptan 4 ramas, ya que las varillas longitudinales necesitan soporte lateral

$$S_{\text{máx}} \begin{cases} \frac{d}{4} \\ 8 * d_{\text{bmin}} \\ 24 * \varnothing_{\text{estribo}} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{d}{4} = \frac{59}{4} = 14.75 \text{ cm}$$

$$8 * d_{\text{bmin}} = 8 * 1.8 = 14.4 \text{ cm}$$

$$24 * \varnothing_{\text{estribo}} = 24 * 1 = 24 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 14.4 \text{ cm}$$

Adoptar 2 estribos $\varnothing 10$ mm c/125mm en zonas de articulación plásticas

Zona de articulación plástica $2h = 2 * 65 = 130 \text{ cm} \approx 150 \text{ cm}$

Diseño de Columnas y cimentación.

Diseño de columna interior Piso 1

Combinaciones	Pu (ton)	Mu (ton * m)
U = 1.2D + 1.6L	371.08	0.37
U = 1.2D + L ± E	328.00	11.70
U = 0.9D ± E	191.14	11.60
Envolvente	377.00	33.50

Pu_{max} (ton)	377.00
Mu_{max} (ton * m)	33.50

Datos	
d (cm)	69.00
Recubrimiento (mm)	40.00
h_{viga} (cm)	75.00
H (cm)	400.00
fy (kg/cm ²)	4200
f'c (kg/cm ²)	280
h_{columna} (cm)	75
b_{columna} (cm)	75

Paso1: Revisar dimensiones de secciones

- Las columnas son parte del sistema estructural resistente a cargas sísmicas.
- $P_u > \frac{A_g \cdot f'_c}{10} = \frac{75 \cdot 75 \cdot 280}{10} = 157.5 \text{ ton}$
 $P_u = 377 \text{ ton} > 157.5 \text{ ton} \rightarrow \text{Ok.}$
- $\frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión en dirección ortogonal}} > 0.40$
 $\frac{75}{75} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{Ok.}$
- Dimensión menor de la sección transversal > 30 cm.
75 cm > 30 cm → Ok.

Paso2: Determinar el refuerzo longitudinal requerido.

$$0.01 < \rho_g < 0.03 \rightarrow \rho_g = 0.011$$

$$A_{s_{req}} = \rho_g * b * h = 0.011 * 75 * 75 = 61.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asumir } \phi_{\text{varilla}} = 25 \text{ mm.} \rightarrow A_{\phi 25} = 4.91 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{varillas} = \frac{61.88}{4.91} = 12.61 \approx 14 \phi 25 \text{ mm}$$

$$A_{s_{disp.}} = A_{\phi 25} * \# \text{varillas} = 4.91 * 14 = 68.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{disp.}} > A_{s_{req}}; 68.74 > 61.88 \rightarrow \text{Ok.}$$

$$\rho_{disp.} = \frac{A_s}{b * h} = \frac{68.72}{75 * 75} = 0.012; 0.01 < \rho_{disp.} < 0.03 \rightarrow \text{Ok.}$$

$$\frac{P_u}{A_g * f'_c} = \frac{377 * 1000}{75 * 75 * 280} = 0.24$$

$$\frac{M_u}{A_g * f'_c * h} = \frac{33.5 * 10^5}{75 * 75 * 280 * 75} = 0.03$$

$$w = \rho * \frac{f_y}{f'_c} = 0.012 * \frac{4200}{280} = 0.18.$$

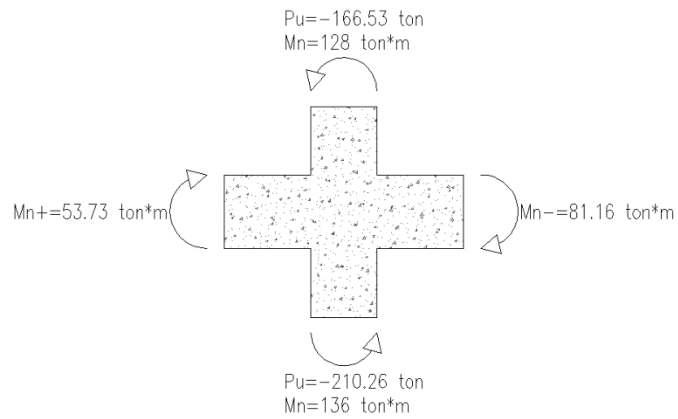
$$\phi M_n = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w)$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 75 * 69^2 * 280 * 0.18 * (1 - 0.59 * 0.18)}{10^5} = 147.07 \text{ ton} * \text{m}$$

Paso3: Criterio columna fuerte viga débil.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

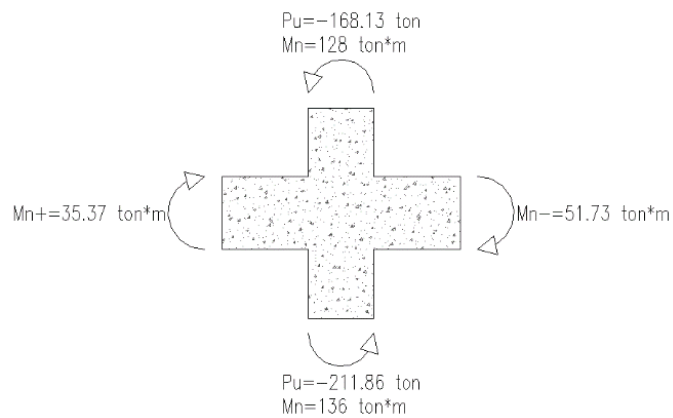
Dirección X



Dirección X			
		Superior	Inferior
SAP	Pd	-167.13	-211.26
	PE	0.60	1.00
	Pu	-166.53	-210.26
D.I	Mn	128.00	136.00
ΣM_{nc}	264.00	$1.2 \cdot \Sigma M_{nb}$	161.87

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} = 264 \geq 161.87 \rightarrow \text{Ok.}$$

Dirección Y



Dirección Y			
		Superior	Inferior
SAP	Pd	-167.13	-211.26
	PE	-1.00	-0.60
	Pn	-168.13	-211.86
D.I	Mn	128.00	136.00
ΣMnc	264.00	1.2*ΣMnb	104.52

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} = 264 \geq 104.52 \rightarrow Ok.$$

Paso5: Determinar el refuerzo transversal.

a. Refuerzo de confinamiento.

El refuerzo transversal para confinamiento debe suministrarse en una longitud L_o .

$$L_o \begin{cases} \frac{1}{6} \text{ de la altura libre del elemento.} = \frac{1}{6} * (400 - 75) = 54.17 \text{ cm} \\ \text{Maxima dimension de la seccion transversal.} = 75 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L_o = 75 \text{ cm.}$$

Espaciamiento máximo de estribos.

$$S_{\text{máx}} \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 6d_b \text{ refuerzo longitud menor} = 6 * 25 = 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{\text{máx}} = 100 \text{ mm.}$$

Área de refuerzo transversal mínima.

$$b_c = 75 - 2 \left(4 + \frac{1.2}{2} \right) = 65.80 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = (75 - 2 * 4)^2 = 4489 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_{\text{min}}} \geq \begin{cases} 0.3 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] = 0.3 * \frac{10 * 65.80 * 280}{4200} * \left[\frac{5625}{4489} - 1 \right] = 3.33 \\ 0.09 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} = 0.09 * \frac{10 * 65.80 * 280}{4200} = 3.95 \end{cases}$$

$$A_{sh_{\text{min}}} = 3.95 \text{ cm}^2$$

Asumimos estribos $\emptyset 12 \text{ mm}$; $A_{\emptyset 12} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$A_{sh} = 1.13 * 4 = 4.52 \text{ cm}^2$$

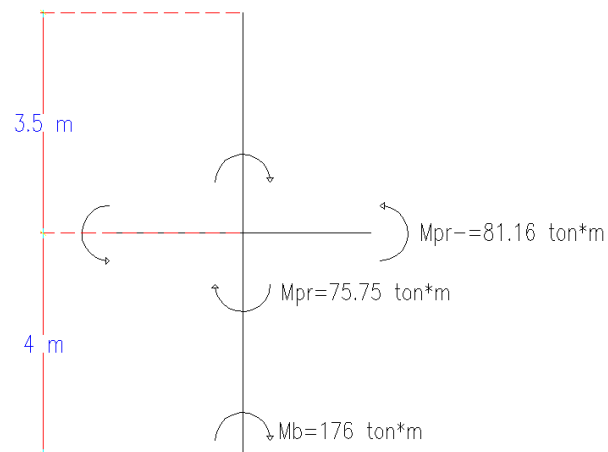
$$A_{sh} > A_{sh_{min}}; 4.52 > 3.95 \rightarrow \text{Ok.}$$

b. Refuerzo transversal para cortante

- Factor de reducción de resistencia = 1
- $f_y = 1.25 * 4200 = 5250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- La máxima resistencia probable a la flexión que puede desarrollarse en la columna conservadoramente se asume que corresponde al punto de balance de la columna en el diagrama de interacción.

$$M_b = 176 \text{ ton} * \text{m}$$

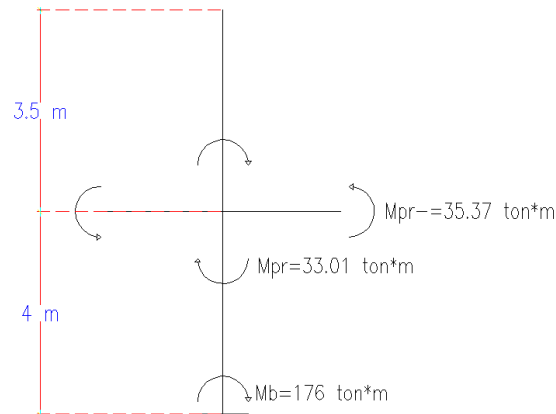
Dirección X



$$M_{pr} = 2 * 81.16 * \left(\frac{3.5}{3.5 + 4} \right) = 75.75 \text{ ton} * \text{m}$$

$$V_u = \frac{75.75 + 176}{4 - 0.75} = 77.46 \text{ ton.}$$

Dirección Y



$$M_{pr} = 2 * 35.37 * \left(\frac{3.5}{3.5 + 4} \right) = 33.01 \text{ ton} * \text{m}$$

$$V_u = \frac{37.87 + 176}{4 - 0.75} = 65.81 \text{ ton.}$$

Ambos cortantes son mayores a los obtenidos en el análisis.

Como $P_u > \frac{A_g * f'_c}{20} = 78.75 \text{ ton}$, la resistencia del concreto a ser usada será:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right)$$

Conservadoramente N_u será la carga axial mínima dadas por el análisis

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} * 75 * 69 * \left(1 + \frac{191140}{140 * 75 * 75} \right) = 57.03 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{4 * 1.13 * 4200 * 69}{10} = 131.10 \text{ ton}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.75 * (57.03 + 131.10) = 141.10 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi(V_c + V_s); 77.46 < 141.10 \rightarrow \text{Ok.}$$

Paso6: Longitud de traslape.

Longitud de traslape clase b es igual a $1.3L_d$

$$L_d = \left(\frac{1}{3.5} * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\alpha * \beta * \gamma * \lambda}{\frac{c + K_{tr}}{d_b}} \right) * d_b$$

$$\alpha = 1; \beta = 1; \gamma = 1; \lambda = 1$$

$$c = 4 + 1.2 + \frac{2.5}{2} = 6.45 \text{ cm}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} < 2.5$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} * f_{yt}}{105 * S * n} = \frac{4 * 1.13 * 4200}{105 * 10 * 4} = 4.52$$

$$\frac{6.45 + 4.52}{2.5} = 4.39 > 2.5 \rightarrow \text{usar } 2.5$$

$$L_d = \frac{1}{3.5} * \frac{4200}{\sqrt{280}} * \frac{1 * 1 * 1 * 1}{2.5} * 2.5 = 72 \text{ cm.}$$

$$1.3L_d = 1.3 * 72 = 95 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Diseño de columna interior Piso 2 y 3

Combinaciones	Pu (ton)	Mu (ton * m)
U = 1.2D + 1.6L	286.10	0.22
U = 1.2D + L ± E	253.10	15.60
U = 0.9D ± E	148.10	15.60
Envolvente	290.00	20.10

Pu_{max} (ton)	290.00
Mu_{max} (ton * m)	20.10

Datos	
d (cm)	64.00
Recubrimiento (mm)	40.00
h_{viga} (cm)	70.00
H (cm)	350.00
fy (kg/cm ²)	4200
f'c (kg/cm ²)	280
h_{columna} (cm)	70
b_{columna} (cm)	70

Paso1: Revisar dimensiones de secciones

- Las columnas son parte del sistema estructural resistente a cargas sísmicas.
- $$P_u > \frac{A_g \cdot f'_c}{10} = \frac{70 \cdot 70 \cdot 280}{10} = 137.2 \text{ ton}$$

$$P_u = 290 \text{ ton} > 137.2 \text{ ton} \rightarrow \text{Ok.}$$
- $$\frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión en dirección ortogonal}} > 0.40$$

$$\frac{70}{70} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{Ok.}$$
- Dimensión menor de la sección transversal > 30 cm.

70 cm > 30 cm → Ok.

Paso2: Determinar el refuerzo longitudinal requerido.

$$0.01 < \rho_g < 0.03 \rightarrow \rho_g = 0.011$$

$$A_{s_{req}} = \rho_g * b * h = 0.011 * 70 * 70 = 53.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asumir } \phi_{\text{varilla}} = 25 \text{ mm.} \rightarrow A_{\phi 25} = 4.91 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{varillas} = \frac{53.90}{4.91} = 10.98 \approx 12 \phi 25 \text{ mm}$$

$$A_{s_{disp.}} = A_{\phi 25} * \# \text{varillas} = 4.91 * 12 = 58.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{disp.}} > A_{s_{req.}}; 58.90 > 53.90 \rightarrow \text{Ok.}$$

$$\rho_{disp.} = \frac{A_s}{b * h} = \frac{58.90}{70 * 70} = 0.013; 0.01 < \rho_{disp.} < 0.03 \rightarrow \text{Ok.}$$

$$\frac{P_u}{A_g * f'_c} = \frac{290 * 1000}{70 * 70 * 280} = 0.21$$

$$\frac{M_u}{A_g * f'_c * h} = \frac{20.10 * 10^5}{70 * 70 * 280 * 70} = 0.02$$

$$w = \rho * \frac{f_y}{f'_c} = 0.013 * \frac{4200}{280} = 0.20$$

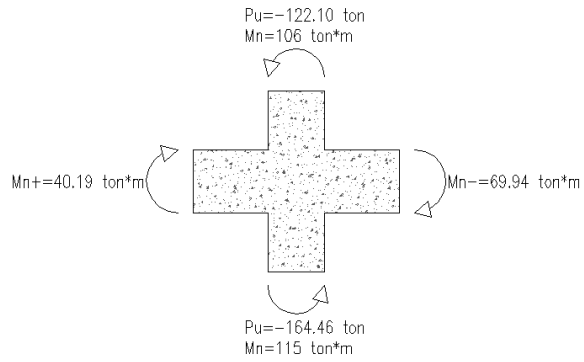
$$\phi M_n = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w)$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 70 * 64^2 * 280 * 0.20 * (1 - 0.59 * 0.20)}{10^5} = 125.92 \text{ ton} * \text{m}$$

Paso3: Criterio columna fuerte viga débil.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

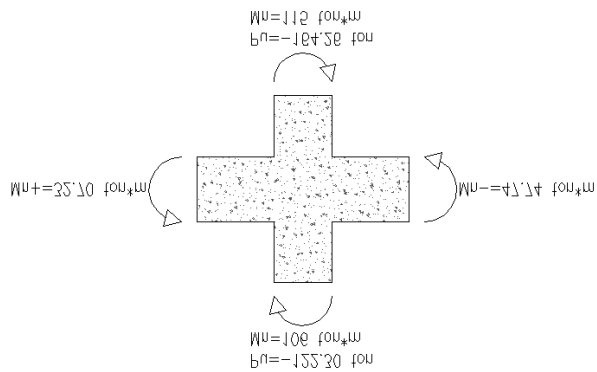
Dirección X



Dirección X			
		Superior	Inferior
SAP	Pd	-121.70	-163.86
	PE	-0.40	-0.60
	Pn	-122.10	-164.46
D.I	Mn	106.00	115.00
ΣM_{nc}	221.00	$1.2 \cdot \Sigma M_{nb}$	132.16

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} = 221 \geq 132.16 \rightarrow \text{Ok.}$$

Dirección Y



Dirección Y			
		Superior	Inferior
SAP	Pd	-121.70	-163.86
	PE	-0.60	-0.40
	Pn	-122.30	-164.26
D.I	Mn	106.00	115.00
ΣMnc	221.00	1.2*ΣMnb	96.53

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} = 221 \geq 96.53 \rightarrow Ok.$$

Paso5: Determinar el refuerzo transversal.

a. Refuerzo de confinamiento.

El refuerzo transversal para confinamiento debe suministrarse en una longitud L_o .

$$L_o \begin{cases} \frac{1}{6} \text{ de la altura libre del elemento.} = \frac{1}{6} * (350 - 70) = 46.67 \text{ cm} \\ \text{Maxima dimension de la seccion transversal.} = 70 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L_o = 70 \text{ cm.}$$

Espaciamiento máximo de estribos.

$$S_{\text{máx}} \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 6d_b \text{ refuerzo longitud menor} = 6 * 25 = 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{\text{máx}} = 100 \text{ mm.}$$

Área de refuerzo transversal mínima.

$$b_c = 70 - 2 \left(4 + \frac{1.2}{2} \right) = 60.80 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = (70 - 2 * 4)^2 = 3844 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_{\text{min}}} \geq \begin{cases} 0.3 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] = 0.3 * \frac{10 * 60.80 * 280}{4200} * \left[\frac{4900}{3844} - 1 \right] = 3.34 \\ 0.09 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} = 0.09 * \frac{10 * 60.80 * 280}{4200} = 3.65 \end{cases}$$

$$A_{sh_{\text{min}}} = 3.65 \text{ cm}^2$$

Asumimos estribos $\emptyset 12 \text{ mm}$; $A_{\emptyset 12} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$A_{sh} = 1.13 * 4 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} > A_{sh_{min}}; 4.52 > 3.65 \rightarrow \text{Ok.}$$

b. Refuerzo transversal para cortante

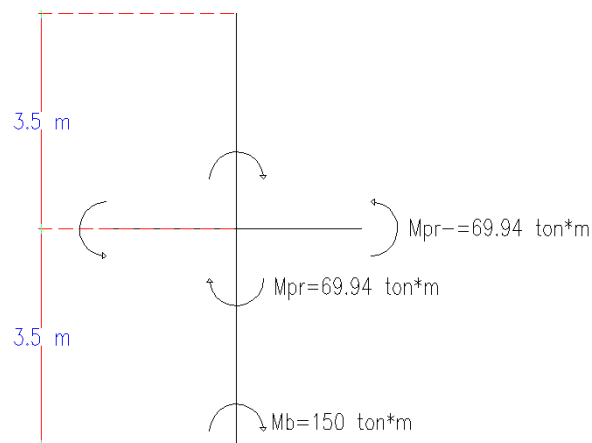
- Factor de reducción de resistencia = 1

$$- f_y = 1.25 * 4200 = 5250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- La máxima resistencia probable a la flexión que puede desarrollarse en la columna conservadoramente se asume que corresponde al punto de balance de la columna en el diagrama de interacción.

$$M_b = 150 \text{ ton} * \text{m}$$

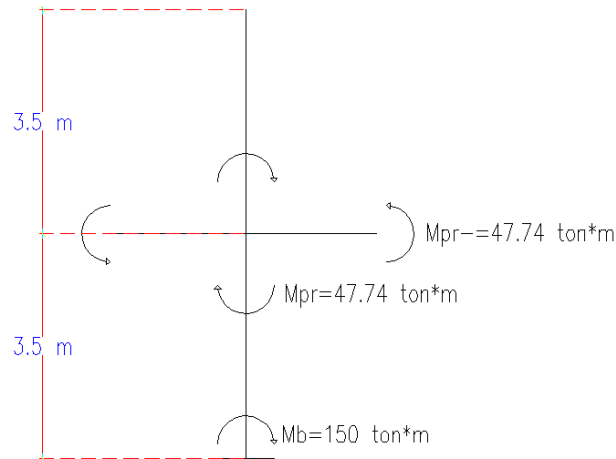
Dirección X



$$M_{pr} = 2 * 69.94 * \left(\frac{3.5}{3.5 + 3.5} \right) = 69.94 \text{ ton} * \text{m}$$

$$V_u = \frac{69.94 + 150}{3.5 - 0.70} = 78.55 \text{ ton.}$$

Dirección Y



$$M_{pr} = 2 * 47.74 * \left(\frac{3.5}{3.5 + 3.5} \right) = 47.74 \text{ ton} * \text{m}$$

$$V_u = \frac{47.74 + 150}{3.5 - 0.70} = 70.62 \text{ ton.}$$

Ambos cortantes son mayores a los obtenidos en el análisis.

Como $P_u > \frac{A_g * f'_c}{20} = 68.6 \text{ ton}$, la resistencia del concreto a ser usada será:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right)$$

Conservadoramente N_u será la carga axial mínima dadas por el análisis

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} * 70 * 64 * \left(1 + \frac{148100}{140 * 70 * 70} \right) = 48.31 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{4 * 1.13 * 4200 * 64}{10} = 121.60 \text{ ton}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.75 * (48.31 + 121.60) = 127.43 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi(V_c + V_s); 78.55 < 127.43 \rightarrow \text{Ok.}$$

Paso6: Longitud de traslape.

Longitud de traslape clase b es igual a $1.3L_d$

$$L_d = \left(\frac{1}{3.5} * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\alpha * \beta * \gamma * \lambda}{\frac{c + K_{tr}}{d_b}} \right) * d_b$$

$$\alpha = 1; \beta = 1; \gamma = 1; \lambda = 1$$

$$c = 4 + 1.2 + \frac{2.5}{2} = 6.45 \text{ cm}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} < 2.5$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} * f_{yt}}{105 * S * n} = \frac{4 * 1.13 * 4200}{105 * 10 * 4} = 4.52$$

$$\frac{6.45 + 4.52}{2.5} = 4.39 > 2.5 \rightarrow \text{usar } 2.5$$

$$L_d = \frac{1}{3.5} * \frac{4200}{\sqrt{280}} * \frac{1 * 1 * 1 * 1}{2.5} * 2.5 = 72 \text{ cm.}$$

$$1.3L_d = 1.3 * 72 = 95 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Diseño de columna interior Piso 4 y 5

Combinaciones	Pu (ton)	Mu (ton * m)
U = 1.2D + 1.6L	126.60	0.46
U = 1.2D + L ± E	113.63	10.20
U = 0.9D ± E	69.00	13.60
Envolvente	126.60	14.30

Pu_{max} (ton)	126.60
Mu_{max} (ton * m)	14.30

Datos	
d (cm)	59.00
Recubrimiento (mm)	40.00
h_{viga} (cm)	65.00
H (cm)	350.00
f _y (kg/cm ²)	4200
f'c (kg/cm ²)	280
h_{columna} (cm)	65
b_{columna} (cm)	65

Paso1: Revisar dimensiones de secciones

- a. Las columnas son parte del sistema estructural resistente a cargas sísmicas.
- b. $P_u > \frac{A_g \cdot f'_c}{10} = \frac{65 \cdot 65 \cdot 280}{10} = 118.3 \text{ ton}$
 $P_u = 126.60 \text{ ton} > 118.3 \text{ ton} \rightarrow \text{Ok.}$
- c. $\frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión en dirección ortogonal}} > 0.40$
 $\frac{65}{65} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{Ok.}$
- d. Dimensión menor de la sección transversal $> 30 \text{ cm.}$
 $65 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok.}$

Paso2: Determinar el refuerzo longitudinal requerido.

$$0.01 < \rho_g < 0.03 \rightarrow \rho_g = 0.011$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho_g \cdot b \cdot h = 0.011 \cdot 65 \cdot 65 = 46.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asumir } \emptyset_{\text{varilla}} = 25 \text{ mm.} \rightarrow A_{\emptyset 25} = 4.91 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{varillas} = \frac{46.48}{4.91} = 9.47 \approx 10 \emptyset 25 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{disp.}}} = A_{\emptyset 25} \cdot \# \text{varillas} = 4.91 \cdot 10 = 49.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{disp.}}} > A_{s_{\text{req.}}}; 49.09 > 46.48 \rightarrow \text{Ok.}$$

$$\rho_{\text{disp.}} = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{49.09}{65 \cdot 65} = 0.0113; 0.01 < \rho_{\text{disp.}} < 0.03 \rightarrow \text{Ok.}$$

$$\frac{P_u}{A_g \cdot f'_c} = \frac{126.6 \cdot 1000}{65 \cdot 65 \cdot 280} = 0.11$$

$$\frac{M_u}{A_g \cdot f'_c \cdot h} = \frac{14.30 \cdot 10^5}{65 \cdot 65 \cdot 280 \cdot 65} = 0.02$$

$$w = \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} = 0.0113 \cdot \frac{4200}{280} = 0.167$$

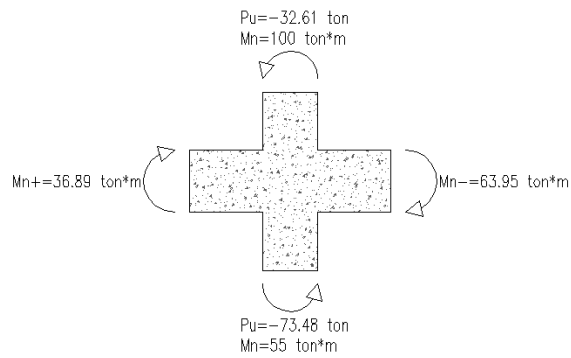
$$\varphi M_n = \varphi b d^2 f'_{cw} (1 - 0.59w)$$

$$\varphi M_n = \frac{0.9 * 65 * 59^2 * 280 * 0.19 * (1 - 0.59 * 0.19)}{10^5} = 97.07 \text{ ton} * \text{m}$$

Paso3: Criterio columna fuerte viga débil.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

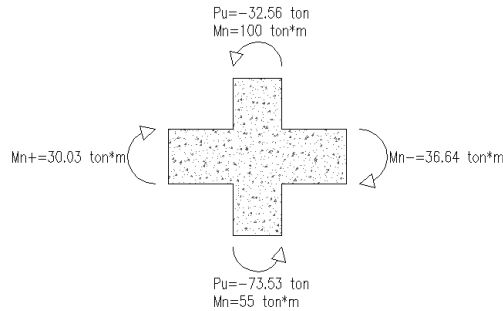
Dirección X



Dirección X			
		Superior	Inferior
SAP	Pd	-32.71	-73.63
	PE	-0.10	-0.15
	Pn	-32.81	-73.78
D.I	Mn	100.00	55.00
ΣMnc	155.00	1.2*ΣMnb	121.01

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} = 155 \geq 121.01 \rightarrow \text{Ok.}$$

Dirección Y



Dirección Y			
		Superior	Inferior
SAP	Pd	-32.71	-73.63
	PE	-0.15	-0.10
	Pn	-32.86	-73.73
D.I	Mn	100.00	55.00
ΣMnc	155.00	1.2*ΣMnb	80.00

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} = 155 \geq 80 \rightarrow Ok.$$

Paso5: Determinar el refuerzo transversal.

a. Refuerzo de confinamiento.

El refuerzo transversal para confinamiento debe suministrarse en una longitud L_o .

$$L_o \begin{cases} \frac{1}{6} \text{ de la altura libre del elemento.} = \frac{1}{6} * (350 - 65) = 47.50 \text{ cm} \\ \text{Maxima dimension de la seccion transversal.} = 65 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L_o = 65 \text{ cm.}$$

Espaciamiento máximo de estribos.

$$S_{\text{máx}} \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 6d_b \text{ refuerzo longitud menor} = 6 * 25 = 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{\text{máx}} = 100 \text{ mm.}$$

Área de refuerzo transversal mínima.

$$b_c = 65 - 2 \left(4 + \frac{1.2}{2} \right) = 55.80 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = (65 - 2 * 4)^2 = 3249 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_{min}} \geq \begin{cases} 0.3 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] = 0.3 * \frac{10 * 55.80 * 280}{4200} * \left[\frac{4225}{3249} - 1 \right] = 3.35 \\ 0.09 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} = 0.09 * \frac{10 * 55.80 * 280}{4200} = 3.35 \end{cases}$$

$$A_{sh_{min}} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Asumimos estribos $\emptyset 12 \text{ mm}$; $A_{\emptyset 12} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$A_{sh} = 1.13 * 4 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$A_{sh} > A_{sh_{min}}$; $4.52 > 3.35 \rightarrow \text{Ok}$.

b. Refuerzo transversal para cortante

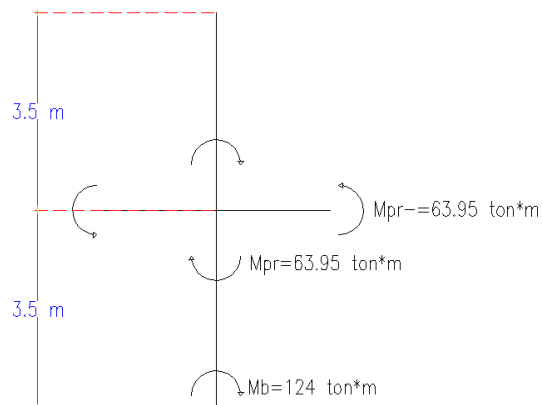
- Factor de reducción de resistencia = 1

- $f_y = 1.25 * 4200 = 5250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

- La máxima resistencia probable a la flexión que puede desarrollarse en la columna conservadoramente se asume que corresponde al punto de balance de la columna en el diagrama de interacción.

$$M_b = 124 \text{ ton} * \text{m}$$

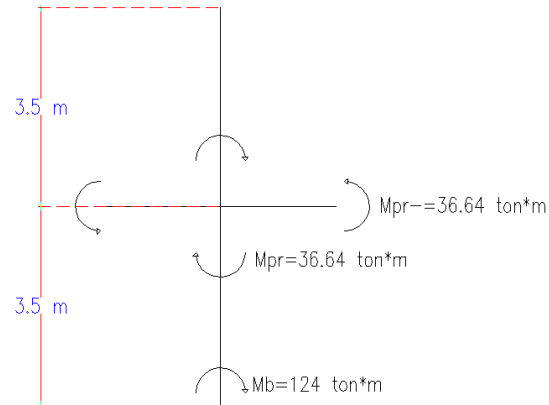
Dirección X



$$M_{pr} = 2 * 63.95 * \left(\frac{3.5}{3.5 + 3.5} \right) = 63.95 \text{ ton} * \text{m}$$

$$V_u = \frac{63.95 + 124}{3.5 - 0.65} = 65.95 \text{ ton.}$$

Dirección Y



$$M_{pr} = 2 * 36.64 * \left(\frac{3.5}{3.5 + 3.5} \right) = 36.64 \text{ ton * m}$$

$$V_u = \frac{36.64 + 124}{3.5 - 0.65} = 56.36 \text{ ton.}$$

Ambos cortantes son mayores a los obtenidos en el análisis.

Como $P_u > \frac{A_g * f'_c}{20} = 68.6 \text{ ton}$, la resistencia del concreto a ser usada será:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right)$$

Conservadoramente N_u será la carga axial mínima dadas por el análisis

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} * 65 * 59 * \left(1 + \frac{69000}{140 * 65 * 65} \right) = 37.98 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{4 * 1.13 * 4200 * 59}{10} = 112.10 \text{ ton}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.75 * (37.98 + 112.10) = 112.56 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi(V_c + V_s); 68.95 < 112.56 \rightarrow \text{Ok.}$$

Paso6: Longitud de traslape.

Longitud de traslape clase b es igual a 1.3Ld

$$Ld = \left(\frac{1}{3.5} * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} * \frac{\alpha * \beta * \gamma * \lambda}{\frac{c + Ktr}{d_b}} \right) * d_b$$

$$\alpha = 1; \beta = 1; \gamma = 1; \lambda = 1$$

$$c = 4 + 1.2 + \frac{2.5}{2} = 6.45 \text{ cm}$$

$$\frac{c + Ktr}{d_b} < 2.5$$

$$Ktr = \frac{Atr * fyt}{105 * S * n} = \frac{4 * 1.13 * 4200}{105 * 10 * 4} = 4.52$$

$$\frac{6.45 + 4.52}{2.5} = 4.39 > 2.5 \rightarrow \text{usar } 2.5$$

$$Ld = \frac{1}{3.5} * \frac{4200}{\sqrt{280}} * \frac{1 * 1 * 1 * 1}{2.5} * 2.5 = 72 \text{ cm.}$$

$$1.3Ld = 1.3 * 72 = 95 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Zapata corrida en 2 direcciones en edificio de hormigón armado en la dirección X

Cargas				
	COLUMNA1	COLUMNA2	COLUMNA3	COLUMNA4
Pd	128,74	216,15	216,15	128,74
Pl	36,64	73,49	73,49	36,64
Pd+Pl	165,38	289,64	289,64	165,38

P, mayorados	213,11	376,96	376,96	213,11
Mx	29,57	32,71	-35,62	-38,25
My	36,84	-33,46	33,45	-36,85

Pre dimensionamiento de la zapata

G, roca 25 T/m²
S/C 500 Kg/m²
P. Especifico 2000 Kg/m²

$$G_{\text{neto}} = G_{\text{roca}} - \frac{S}{C} - \gamma_{\text{esp}} = 22,50 \text{ Ton/m}^2$$

Longitud, L = 23,45 m

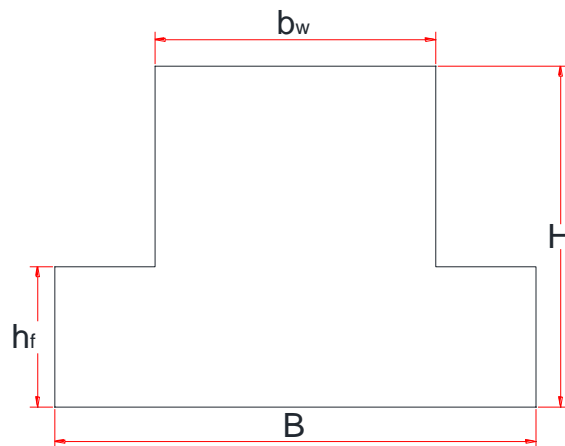
Carga total = suma de cargas de columnas 910,04 Ton

$$\text{Carga repartida} = \text{Carg}_{\text{repa}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{2} = 455,02 \text{ Ton}$$

$$A_{\text{req}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{G_{\text{neto}}} = 20,22 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta los momento, aumentaremos el 10% del área requerida

$$\text{Área total} = A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 22,25 \text{ m}^2$$



$$\text{Área total} = A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 22,25 \text{ m}^2$$

Obtenemos un $B = 0,9492 \text{ m}$

Escogeremos **$B = 1,20 \text{ m}$**

Calcularemos los esfuerzos de diseño

$$G_i = \frac{\text{Carg}_{\text{rep}}}{L * B} + \frac{6 * M_x}{B * L^2} + \frac{6 * M_y}{L * B^2} =$$

f'c	280 Kg/cm ²
fy	4200 Kg/cm ³

G_i (++)	16,06 T/m ²
G_i (-+)	16,07 T/m ²
G_i (+-)	16,28 T/m ²
G_i (--)	16,27 T/m ²

Escogemos el esfuerzo de diseño

$G_i = 16,28 \text{ Ton/m}^2$

Carga por metro lineal

$$W = G_i * B = 19,53 \text{ Ton/m}$$

Determinación de momento y cortante

Carga, W

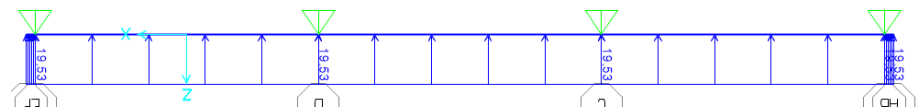
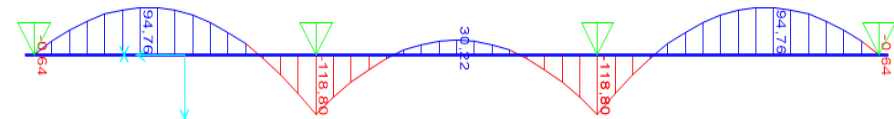


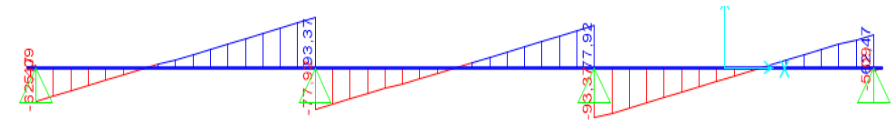
Diagrama de Momento



$$M_{u-} = 118,80 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u+} = 94,76 \text{ Ton.m}$$

Diagrama de Cortante



$$V_{u, \text{max}} = 93,37 \text{ Ton}$$

$$V_u(d) = 74,70 \text{ Ton}$$

Dimensionamiento de la Sección

Asumiendo un B_w

$$B_w = 50 \text{ cm}$$

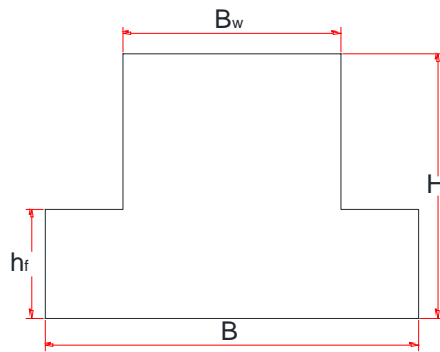
$$d = \sqrt{\frac{M_u}{B_w * 0,145 * f'_c}} = 76,50 \text{ cm}$$

Escogemos

H = 85 cm

Asumiendo varillas de 16 mm

hf = 25,00 cm



Refuerzo longitudinal (zapata)

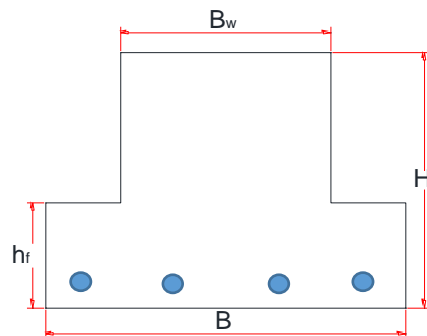
hf 25 cm

B 120 cm

As,min 0,0018

As,min 5,40 cm²

Ø16 cada 20cm

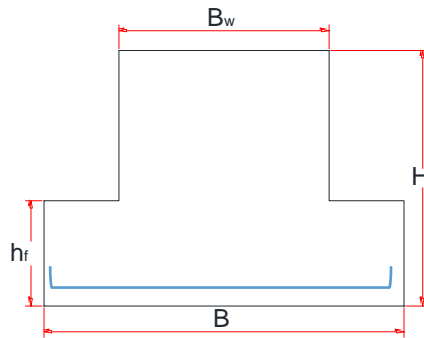


Refuerzo Transversal (zapata)

W 19,53 Ton/m
 B 1,20 m
 Bf 0,5 m
 B' 0,35 m

Mu 1,20 Ton.m
 As,mu 2,01 cm²
 As,min 3,15 cm²

Ø16 cada 25 cm

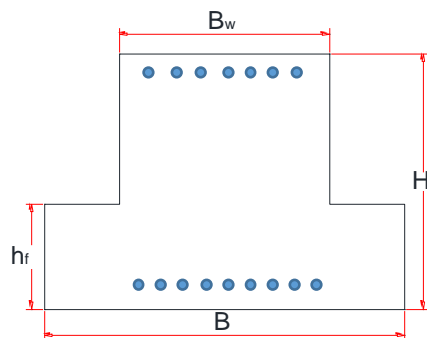


Refuerzo viga

d 77,5 cm
 bf 50 cm

As, mini $A_{s,min} = 0,0018 * d * bf = 6,98 \text{ cm}^2$
4 Ø 25 Mínimo

	Momento	As (cm ²)	AS, Ø (25mm)	# Varillas	
M+	94,76	35,96	4,91	7,33	8 Ø25mm
M-	118,76	45,09	4,91	9,18	10 Ø25mm



Refuerzo Cortante de Viga

V_u 93,37 Ton

$V_u (d)$ 74,70 Ton

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * d * b_w * \sqrt{f'c} = 29,21 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - \phi V_c = 70,38 \text{ Ton}$$

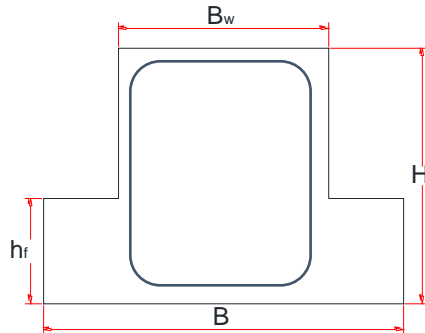
**Estribos
12mm**

As	
2,26	2 ramas
4,52	4 ramas
6,78	6 ramas

$$S = \frac{A_s * F_y * d}{V_s} = 20,90 \text{ cm}$$

2 ESTØ12 C/150mm

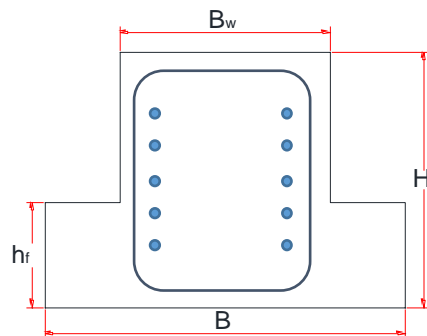
$$S = d/4 \quad \mathbf{19,38 \text{ cm}}$$



Refuerzo a Temperatura en alma

$d/6$ 12,92 cm

Ø10 C/150 mm



Zapata corrida en 2 direcciones en edificio de hormigón armado en la dirección Y

Descripción: Diseño de la dirección Y
Edificio: Edificio de hormigón armado

Cargas			
	COLUMNA1	COLUMNA2	COLUMNA3
Pd	129,41	216,15	129,41
Pl	35,05	73,5	35,05
Pd+Pl	164,46	289,65	164,46
P, mayorados	216,43	376,96	216,43
Mx	-33,69	5,32	33,64
My	-32,12	2,12	34,72

Pre dimensionamiento de la zapata

G, roca 25 T/m²
S/C 500 Kg/m²
P. Especifico 2000 Kg/m²

$$G_{\text{neto}} = G_{\text{roca}} - \frac{S}{C} - \gamma_{\text{esp}} = 22,50 \text{ Ton/m}^2$$

Longitud, L = 12,80 m

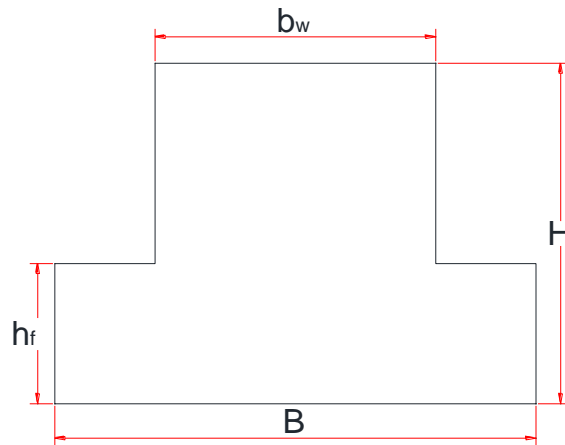
Carga total = suma de cargas de columnas 618,57 Ton

$$\text{Carga repartida} = \text{Carg}_{\text{repa}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{2} = 309,29 \text{ Ton}$$

$$A_{\text{req}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{G_{\text{neto}}} = 13,75 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta los momento, aumentaremos el 10% del área requerida

$$\text{Área total} = A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 15,75 \text{ m}^2$$



$$\text{Área total} = A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 15,12 \text{ m}^2$$

Obtenemos un $B = 1,181 \text{ m}$

Escogeremos $B = 1,40 \text{ m}$

Calcularemos los esfuerzos de diseño

$$G_i = \frac{\text{Carg}_{\text{rep}}}{L * B} + \frac{6 * M_x}{B * L^2} + \frac{6 * M_y}{L * B^2} =$$

$f'c$	280 Kg/cm ²
f_y	4200 Kg/cm ³

$G_i (++)$	18,53 T/m ²
$G_i (-+)$	18,25 T/m ²
$G_i (+-)$	16,27 T/m ²
$G_i (--)$	15,99 T/m ²

Escogemos el esfuerzo de diseño

$$G_i = 18,53 \text{ Ton/m}^2$$

Carga por metro lineal

$$W = G_i * B = 25,94 \text{ Ton/m}$$

Determinación de momento y cortante

Carga, W

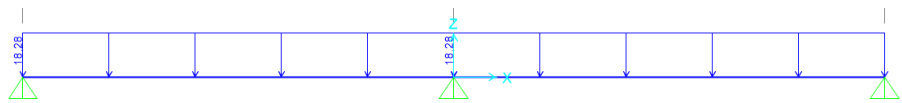
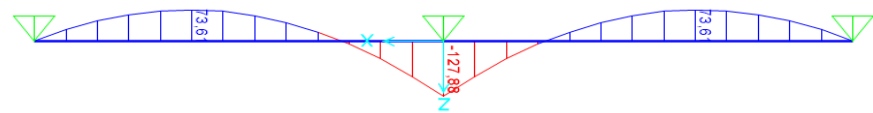


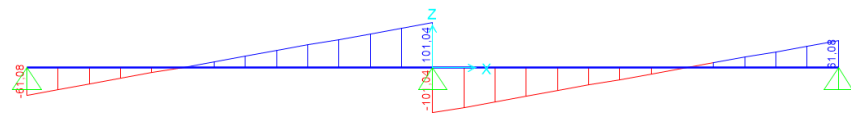
Diagrama de Momento



$$M_{u-} = 136,41 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u+} = 78,52 \text{ Ton.m}$$

Diagrama de Cortante



$$V_{u, \text{max}} = 107,78 \text{ Ton}$$

$$V_{u(d)} = 86,22 \text{ Ton}$$

Dimensionamiento de la Sección

Asumiendo un Bw

$B_w = 50 \text{ cm}$

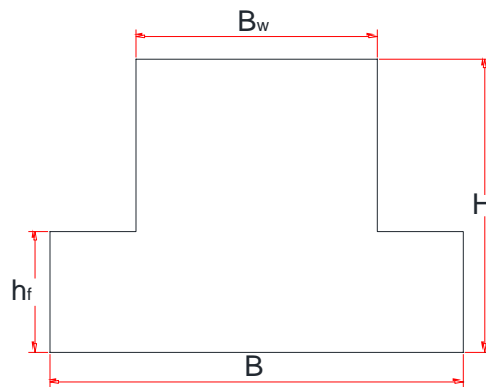
$$d = \sqrt{\frac{M_u}{B_w * 0,145 * f'_c}} = 81,97 \text{ cm}$$

Escogemos

$H = 90 \text{ cm}$

Asumiendo varillas de 16 mm

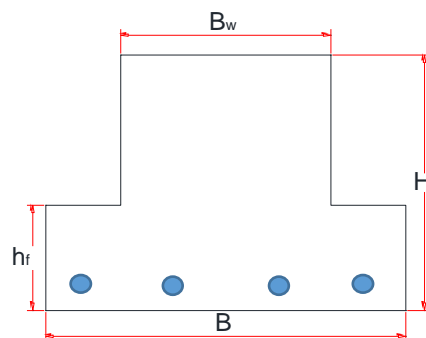
$h_f = 25,00 \text{ cm}$



Refuerzo longitudinal (zapata)

h_f	25 cm
B	140 cm
$A_{s,min}$	0,0018
$A_{s,min}$	6,3 cm ²

Ø16 cada 20cm

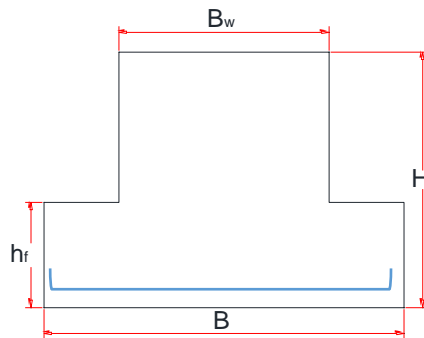


Refuerzo Transversal (zapata)

W 25,94 Ton/m
 B 1,40 m
 Bf 0,5 m
 B' 0,45 m

Mu 2,63 Ton.m
 As,mu 4,41 cm²
 As,min 3,15 cm²

Ø16 cada 25 cm

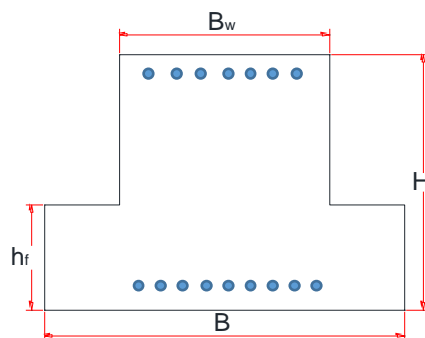


Refuerzo viga

d 82,5 cm
 bf 50 cm

As, mini $A_{s,min} = 0,0018 * d * bf = 7,43 \text{ cm}^2$
4 Ø 25 **Mínimo**

	Momento	As (cm ²)	AS, Ø (25mm)	# Varillas	
M+	78,52	27,24	4,91	5,70	6 Ø25mm
M-	136,41	48,63	4,91	9,91	10 Ø25mm



Refuerzo Cortante de Viga

$V_u = 107,78 \text{ Ton}$

$V_u(d) = 86,22 \text{ Ton}$

$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * d * b_w * \sqrt{f'c} = 31,10 \text{ Ton}$

$V_s = \frac{V_u}{0,75} - \phi V_c = 83,87 \text{ Ton}$

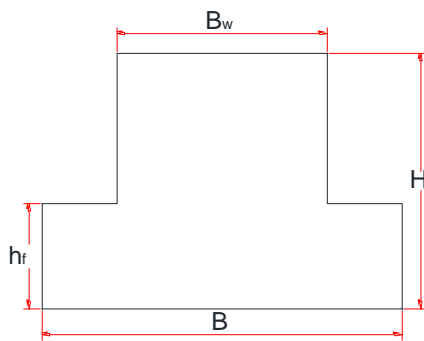
**Estribos
12mm**

As	
2,26	2 ramas
4,52	4 ramas
6,78	6 ramas

$S = \frac{A_s * F_y * d}{V_s} = 18,67 \text{ cm}$

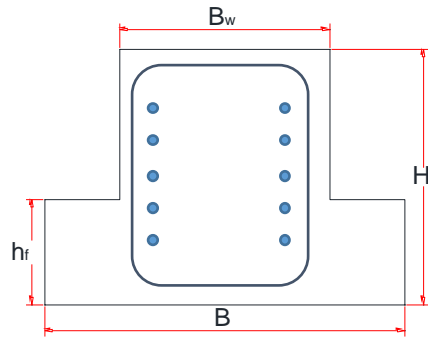
$S = d/4 = 20,63 \text{ cm}$

2 ESTØ12 C/150mm



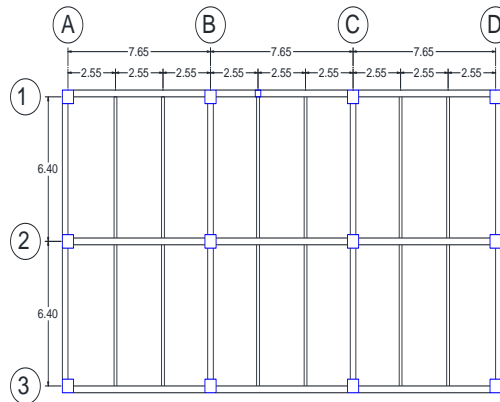
Refuerzo a Temperatura en alma

$d/6$ 13,75 cm
Ø10 C/150 mm



Edificio de acero estructural

Diseño de losa



Para una losa sin apuntalar

- Espesor de novalosa de espesor $e=0,76$ mm
- Espesor de losa 12 cm

La losa no hace falta diseñarla con refuerzo a momento positivo

La losa deberá diseñarse con refuerzo a momento negativo

Losa concreto espesor 0,09 m x 2,40 = 0,22 T/m²

Novalosa (Steel panel) espesor 0,76 mm = 0,01 T/m²

Baldosa = 0,12 T/m²

Paredes = 0,18 T/m²

Ductos = 0,02 T/m²

Carga muerta $W_d = 0,55$ T/m² .

Edificios residenciales

Carga viva promedio

$W_l = 0,34$ T/m²

$W_u = 1,2W_d + 1,6W_l$

$$W_u = 1,20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Para 1 m de ancho de losa =

$$W_u = 1,20 \text{ Ton/m}$$

Momento negativo

$$M_u = 1,0 * W_u * L^2$$

$$M_u = 0,78 \text{ Ton. m}$$

Área de acero de refuerzo

$$A_s = \frac{M_u}{3400 * d}$$

$$A_s = 2,30 \text{ cm}^2$$

Usar varillas de 10 mm

3 Ø 10 es igual a $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$; Ok, cumple

Refuerzo por temperatura

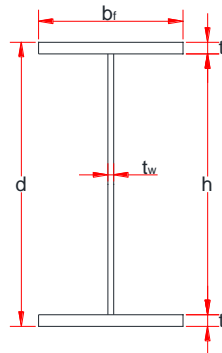
$$A_s = 0,0018 * 100 * 10$$

$$A_s = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ Ø } 8 \text{ c}/300\text{mm}$$

Diseño de las vigas del edificio metálico

Descripción: Diseño de vigas secundarias
 Piso: Vigas de los pisos 1-2-3-4
 Edificio: Edificio de acero estructural



bf	16 cm
tf	1,5 cm
d	33 cm
tw	1 cm
h	30 cm

Longitud de la viga 6,40 m

A	78,00 cm ²	Área
I _x	14166,00 cm ⁴	Inercia en X
I _y	1026,50 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	858,55 cm ³	Módulo de sección X
S _y	128,31 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	981,00 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	199,50 cm ³	Módulo de plástico Y
J	46,00 cm ⁴	Constante torsional
r _x	13,48 cm	Radio de giro x
r _y	3,63 cm	Radio de giro y
C _w	230400,00 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts} ²	17,91 cm ²	
r _{ts}	4,23 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I
h _o	31,50 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
Fy	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,78$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 2,67$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,22$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 1,78$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 5,33$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \text{ ; OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 30$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \text{ ; OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 181,21 \text{ cm} = 1,81 \text{ m}$$

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

$$= 639,15 \text{ cm} = 6,39 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

NO ES EL CASO

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\phi_b M_n = \phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}}\right)^2} * S_x \leq \phi_b M_p$$

$$\phi_b M_n = 15,57 \text{ Ton} - \text{m}$$

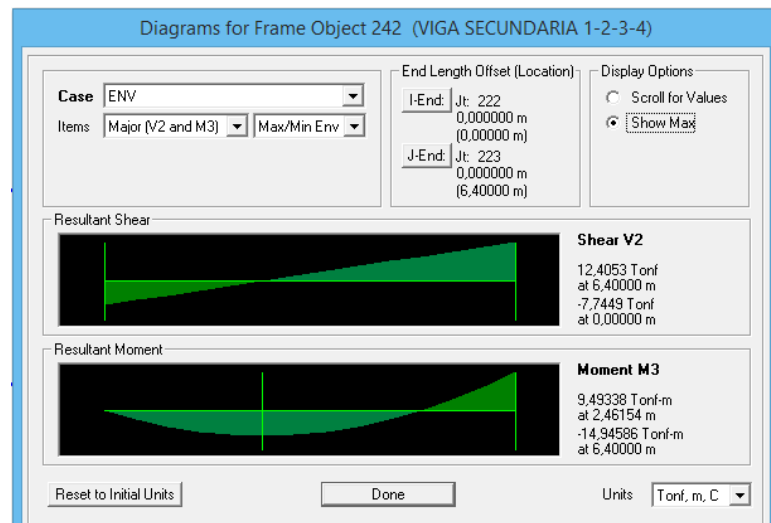


Figura.- Diagrama de momento de las vigas. sec. del pisos 1-2-3-4 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_b M_n = 15,57 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 14,95 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 45,10 \text{ Ton}$$

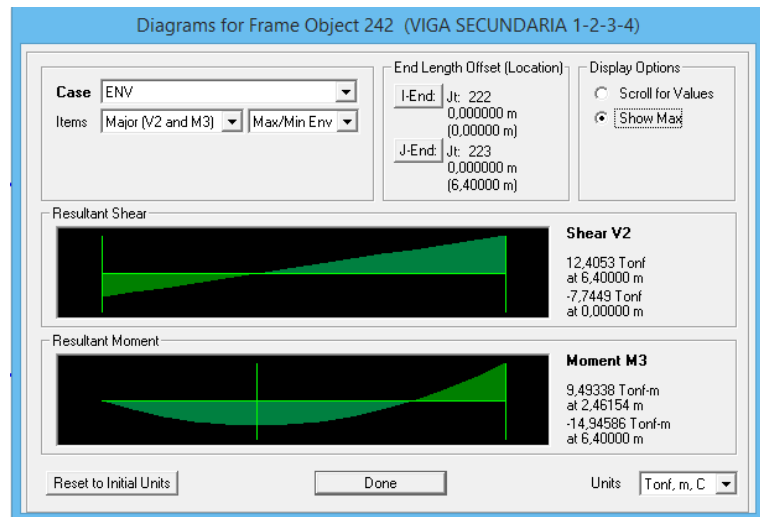


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas. sec. del pisos 1-2-3-4 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 45,10 \text{ Ton} > V_u = 12,41 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

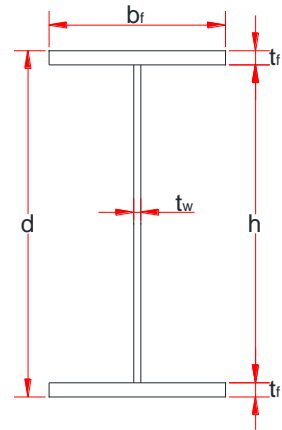
Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{640}{20} \text{ cm}$$

$$33,00 \text{ cm} > 32,00 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio metálico



Descripción: Diseño de vigas secundarias
Piso: Vigas del piso 5
Edificio: Edificio de acero estructural

bf	12 cm
tf	1,5 cm
d	33 cm
tw	1 cm
h	30 cm

Longitud de la viga 6,40 m

A	66,00 cm ²	Área
I _x	11187,00 cm ⁴	Inercia en X
I _y	434,50 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	678,55 cm ³	Módulo de sección X
S _y	72,42 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	792,00 cm ³	Módulo de plástico X

Zy	115,50 cm ³	Módulo de plástico Y
J	37,00 cm ⁴	Constante torsional
rx	13,02 cm	Radio de giro X
ry	2,57 cm	Radio de giro Y
Cw	97200,00 cm ⁶	Constante de alabeo
rts2	9,59 cm ²	
rts	3,10 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I
ho	31,50 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E 2038,9 T/cm²

29000 Ksi

Fy 2,5311 T/cm²

36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,68$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 2,67$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,14$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 1,78$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 4,00$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \text{ ; OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 30,00$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \text{ ; OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 128,17 \text{ cm} = 1,28 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E} * \frac{S_x * h_o}{J * c}\right)^2}}$$
$$= 470,15 \text{ cm} = 4,70 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

NO ES EL CASO

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

$$\Phi_b M_n = 8,53 \text{ Ton} - \text{m}$$

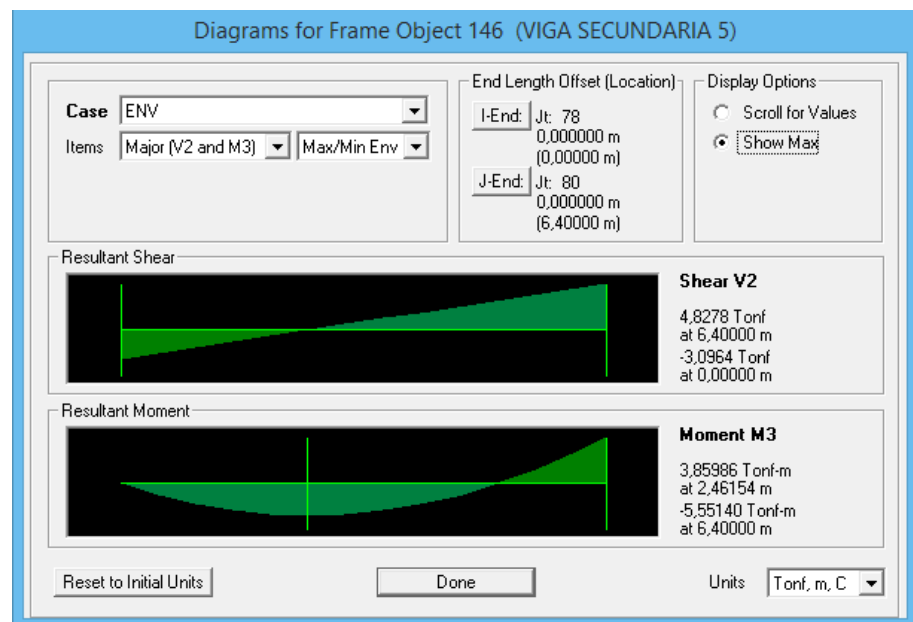


Figura.- Diagrama de momento de las vigas. sec. del piso 5 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\Phi_b M_n = 8,53 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 5,55 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 45,10 \text{ Ton}$$

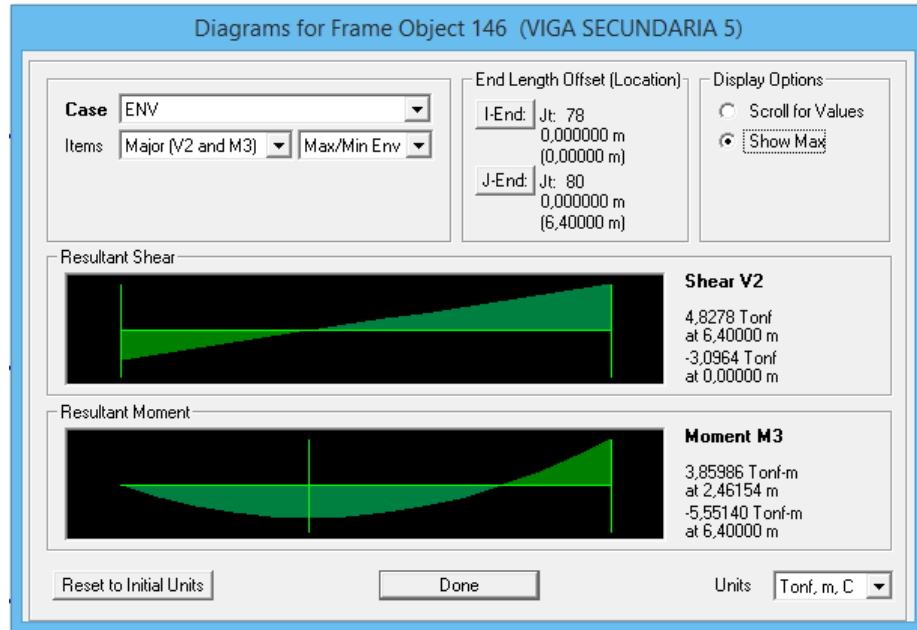


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas. sec. del piso 5 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 45,10 \text{ Ton} > V_u = 4,83 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{640}{20} \text{ cm}$$

$$33,00 \text{ cm} > 32,00 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

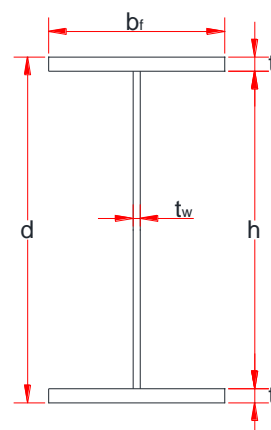
Diseño estructural de edificio metálico

Descripción: Diseño de vigas principales del eje Y

Piso: Vigas de los pisos 1-2

Edificio: Edificio de acero estructural

bf	20 cm
tf	1,5 cm
d	38 cm
tw	1 cm
h	35 cm



Longitud de la viga 6,40 m

A	95,00 cm ²	Área
I _x	23567,92 cm ⁴	Inercia en X
I _y	2002,92 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	1240,42 cm ³	Módulo de sección X
S _y	200,29 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	1401,25 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	308,75 cm ³	Módulo de plástico Y
J	56,67 cm ⁴	Constante torsional
r _x	15,75 cm	Radio de giro X
r _y	4,59 cm	Radio de giro y
C _w	612500,00 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts} ²	28,24 cm ²	
r _{ts}	5,31 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I

ho	36,50 cm	Distancia entre centroides de alas
----	----------	------------------------------------

Propiedades del acero

E 2038,9 T/cm² 29000 Ksi

Fy 2,5311 T/cm² 36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,18$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 2,67$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,06$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 1,78$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 6,66$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \text{ ; OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 35,00$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \text{ ; OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 229,36 \text{ cm} = 2,29 \text{ m}$$

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

$$= 738,39 \text{ cm} = 7,38 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\phi_b M_n = 25,22 \text{ Ton} - \text{m}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\phi_b M_n = \phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}}\right)^2} * S_x \leq \phi_b M_p$$

$$\phi_b M_n = \text{NO ES EL CASO}$$

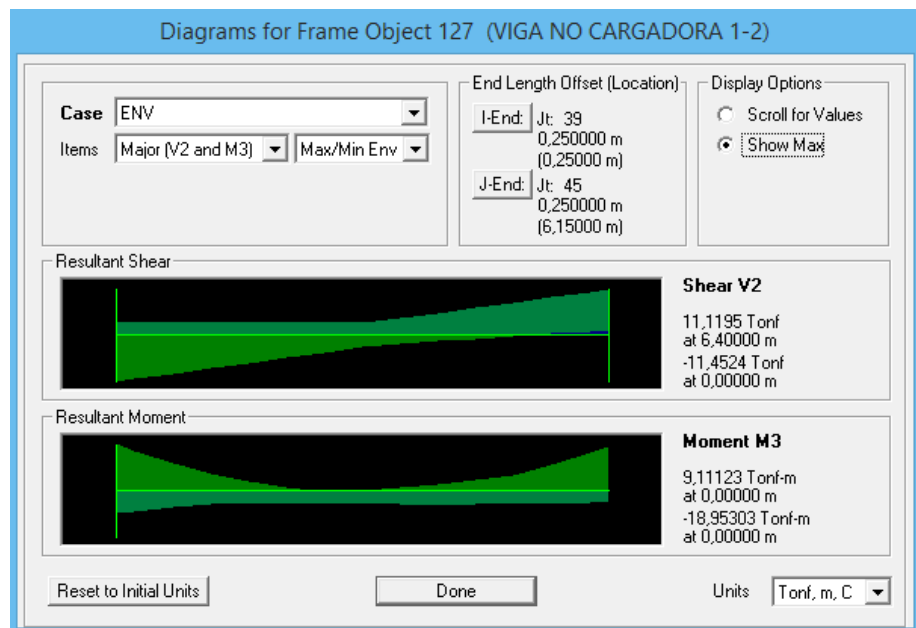


Figura.- Diagrama de momento de las vigas principales pisos 1-2 eje Y edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_b M_n = 25,22 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 18,95 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 45,10 \text{ Ton}$$

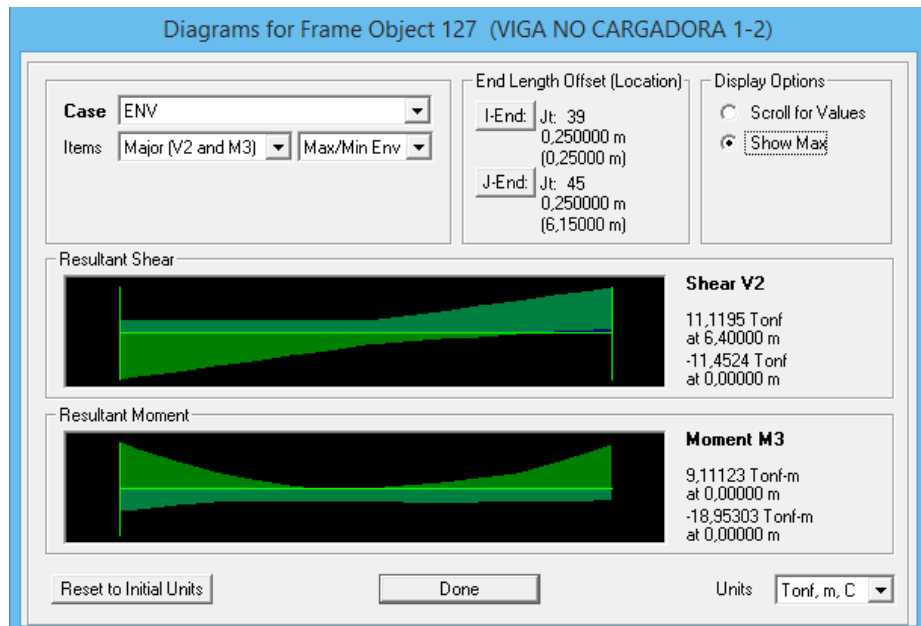


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas principales pisos 1-2 eje Y edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 45,10 \text{ Ton} > V_u = 11,45 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{640}{20} \text{ cm}$$

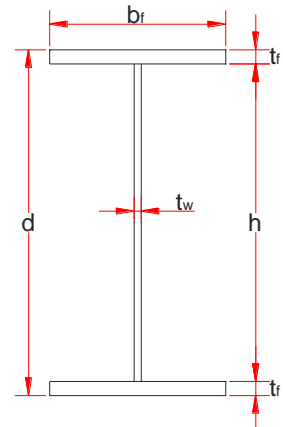
$$38,00 \text{ cm} > 32,00 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio metálico

Descripción: Diseño de vigas principales del eje Y
 Piso: Vigas de los pisos 3-4
 Edificio: Edificio de acero estructural

bf	18 cm
tf	1,5 cm
d	38 cm
tw	1 cm
h	35 cm



Longitud de la viga 6,40 m

A	89,00 cm ²	Área
I _x	21568,42 cm ⁴	Inercia en X
I _y	1460,92 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	1135,18 cm ³	Módulo de sección X
S _y	162,32 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	1291,75 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	251,75 cm ³	Módulo de plástico Y
J	52,17 cm ⁴	Constante torsional
r _x	15,57 cm	Radio de giro X
r _y	4,05 cm	Radio de giro y
C _w	446512,50 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts} ²	22,50 cm ²	
r _{ts}	5,31 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I
h _o	36,50 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
F _y	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,28$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 2,67$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,07$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 1,78$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 6,00$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 ; \text{OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 35,00$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \text{ ; OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 202,38 \text{ cm} = 2,02 \text{ m}$$

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

$$= 660,06 \text{ cm} = 6,60 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\Phi_b M_n = 21,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\phi_b M_n = \phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}}\right)^2} * S_x \leq \phi_b M_p$$

$\phi_b M_n = \text{NO ES EL CASO}$

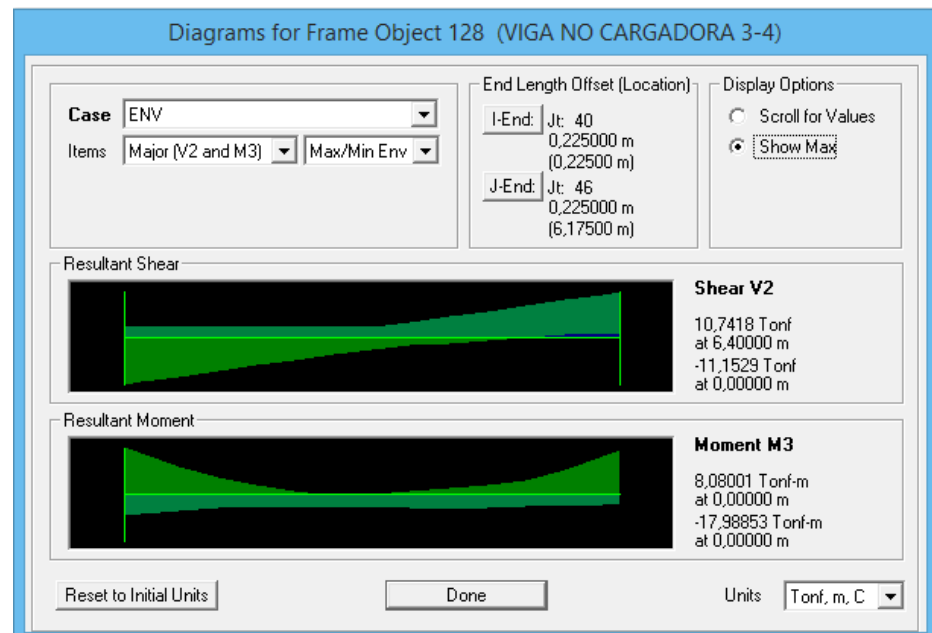


Figura.- Diagrama de momento de las vigas principales pisos 3-4 eje Y edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_b M_n = 21,20 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 17,99 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 51,94 \text{ Ton}$$

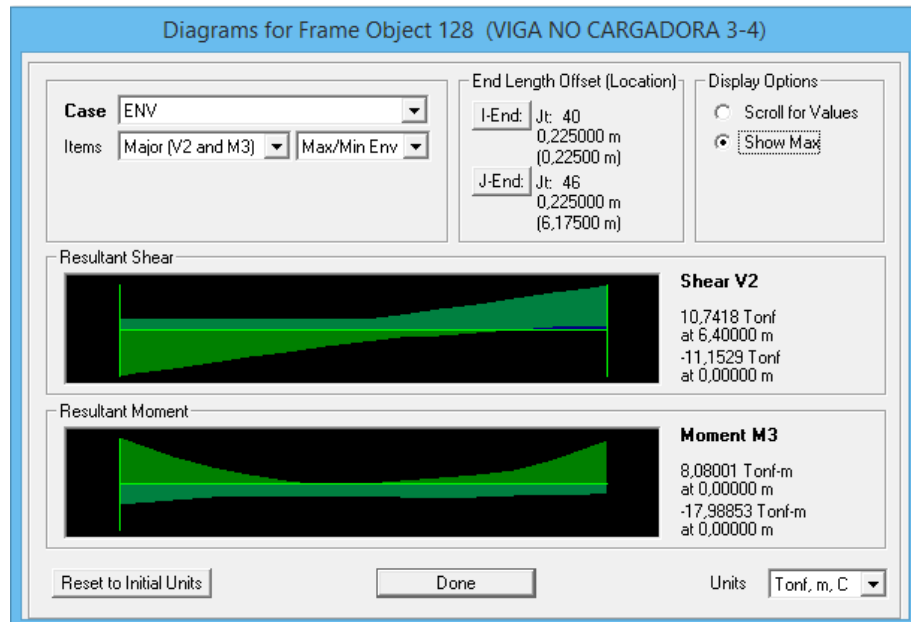


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas principales pisos 3-4 eje Y edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 51,94 \text{ Ton} > V_u = 11,15 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{640}{20} \text{ cm}$$

$$38,00 \text{ cm} > 32,00 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

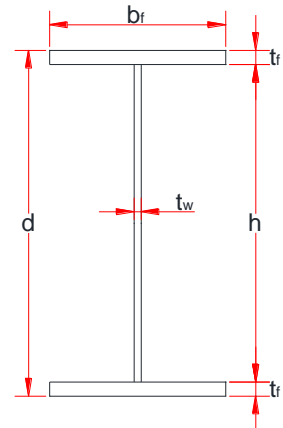
“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio metálico

Descripción: Diseño de vigas principales del eje Y
Piso: Vigas del piso 5
Edificio: Edificio de acero estructural

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de la viga principal eje Y piso 5 edificio de acero estructural

bf	14 cm
tf	1,5 cm
d	33 cm
tw	1 cm
h	30 cm



Longitud de la viga 6,40 m

Tabla XXV.- Propiedades de la viga principal eje Y piso 5 edificio de acero estructural

A	72,00 cm ²	Área
I _x	12676,50 cm ⁴	Inercia en X
I _y	688,50 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	768,27 cm ³	Módulo de sección X
S _y	98,36 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	886,50 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	154,50 cm ³	Módulo de plástico Y
J	41,50 cm ⁴	Constante torsional
r _x	13,27 cm	Radio de giro X
r _y	3,09 cm	Radio de giro y
C _w	154350,00 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts} ²	13,42 cm ²	
r _{ts}	3,66 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I
h _o	31,50 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
Fy	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,29$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 2,67$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,07$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 1,78$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 4,66$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \text{ ; OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 30,00$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \text{ ; OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 154,47 \text{ cm} = 1,54 \text{ m}$$

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

$$= 554,54 \text{ cm} = 5,54 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\Phi_b M_n = \text{NO ES EL CASO}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

$$\Phi_b M_n = 11,72 \text{ Ton} - \text{m}$$

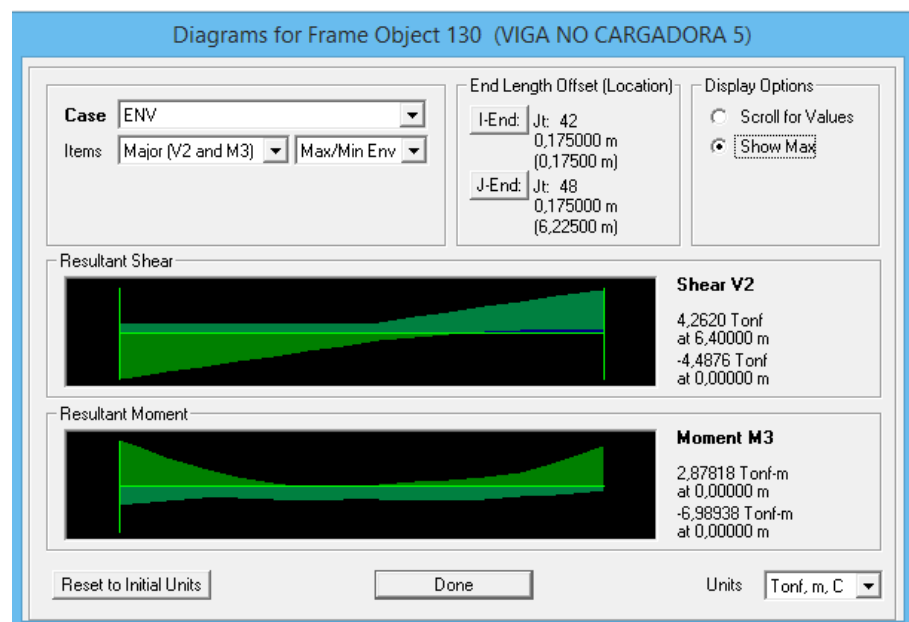


Figura.- Diagrama de momento de las vigas principales piso 5 eje Y edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\Phi_b M_n = 11,72 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 6,99 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 45,10 \text{ Ton}$$

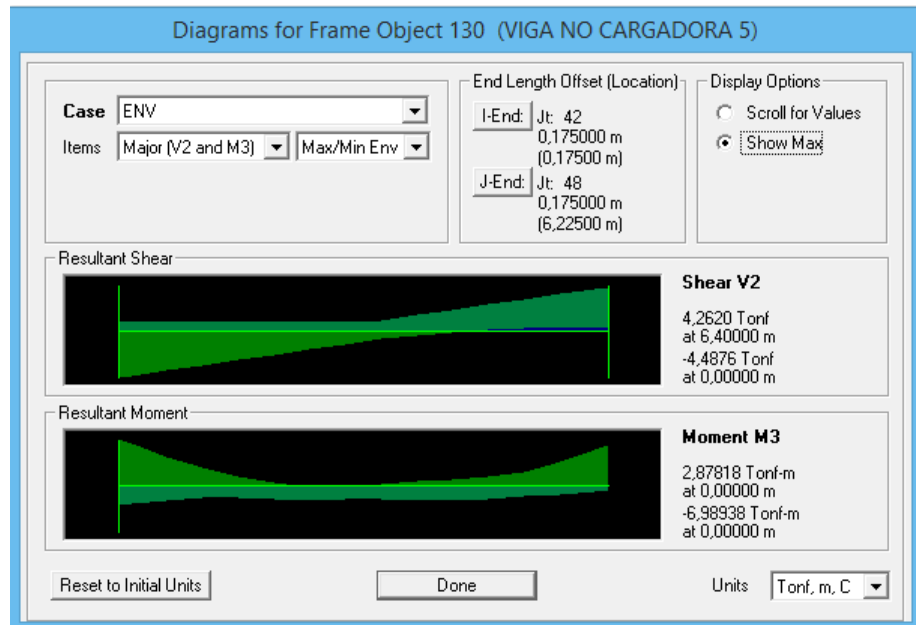


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas principales pisos 3-4 eje Y edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 45,10 \text{ Ton} > V_u = 4,48 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{640}{20} \text{ cm}$$

$$33,00 \text{ cm} > 32,00 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

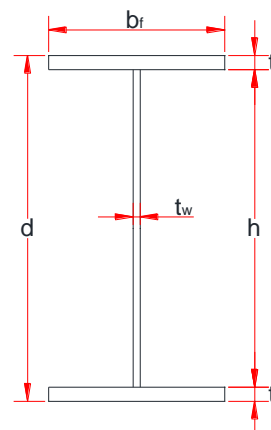
“LA VIGA ES SATISFATORIA”

Diseño estructural de edificio metálico

Descripción: Diseño de vigas principales del eje X
Piso: Vigas de pisos 1-2
Edificio: Edificio de acero estructural

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de la viga principal eje X pisos 1-2 edificio de acero estructural

bf	26 cm
tf	2 cm
d	49 cm
tw	1 cm
h	45 cm



Longitud de la viga 7,65 m

Tabla XXV.- Propiedades de la viga principal eje X pisos 1-2 edificio de acero estructural

A	149,00 cm ²	Área
I _x	65062,42 cm ⁴	Inercia en X
I _y	5862,42 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	2655,61 cm ³	Módulo de sección X
S _y	450,96 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	2950,25 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	687,25 cm ³	Módulo de plástico Y
J	153,67 cm ⁴	Constante torsional
r _x	20,90 cm	Radio de giro X
r _y	6,27 cm	Radio de giro y
C _w	2965950,00 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts} ²	49,65 cm ²	
r _{ts}	7,05 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I

ho	47,00 cm	Distancia entre centroides de alas
----	----------	------------------------------------

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
Fy	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,70$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 3,19$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,20$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 2,13$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 6,50$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \text{ ; OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 45,00$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \text{ ; OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 765 \text{ cm} = 7,65 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 313,33 \text{ cm} = 3,13 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E} * \frac{S_x * h_o}{J * c}\right)^2}}$$
$$= 975,29 \text{ cm} = 9,75 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\Phi_b M_n = 57,28 \text{ Ton} - \text{m}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

$$\Phi_b M_n = \text{NO ES EL CASO}$$

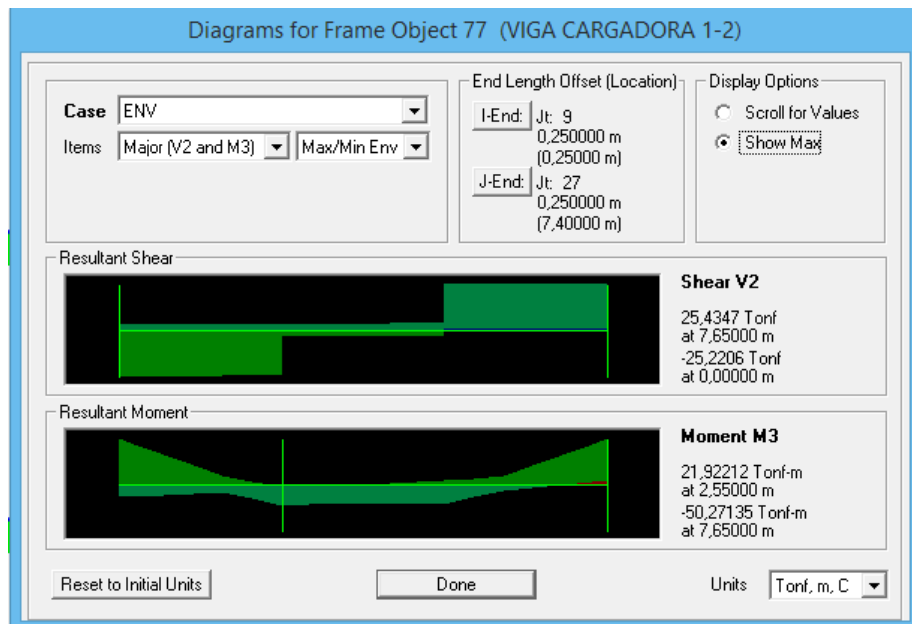


Figura.- Diagrama de momento de las vigas principales pisos 1-2

eje X edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_b M_n = 57,28 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 50,27 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 66,97 \text{ Ton}$$

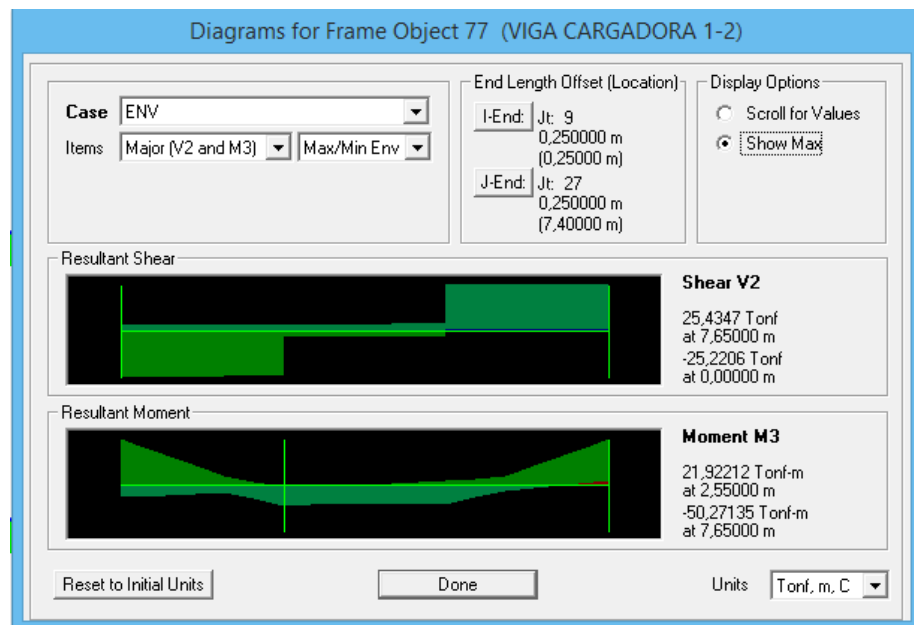


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas principales pisos 1-2
eje X edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 66,97 \text{ Ton} > V_u = 25,43 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{765}{20} \text{ cm}$$

$$49,00 \text{ cm} > 38,25 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

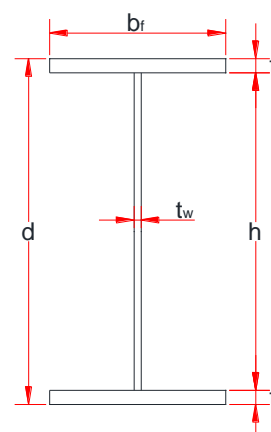
“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio metálico

Descripción: Diseño de vigas principales del eje X
Piso: Vigas de pisos 3-4
Edificio: Edificio de acero estructural

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de la viga principal eje X pisos 3-4 edificio de acero estructural

bf	24 cm
tf	2 cm
d	49 cm
tw	1 cm
h	45 cm



Longitud de la viga 7,65 m

Tabla XXV.- Propiedades de la viga principal eje X pisos 1-2 edificio de acero estructural

A	141,00 cm ²	Área
I _x	60641,75 cm ⁴	Inercia en X
I _y	4611,75 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	2475,17 cm ³	Módulo de sección X
S _y	384,31 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	2762,25 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	587,25 cm ³	Módulo de plástico Y
J	143,00 cm ⁴	Constante torsional
r _x	20,74 cm	Radio de giro X
r _y	5,72 cm	Radio de giro y
C _w	2332800,00 cm ⁶	Constante de alabeo

rts2	41,91 cm ²	
rts	6,47 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I
ho	47,00 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
Fy	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 1,04$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 3,19$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,28$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$$\Delta_{adm} = 2,13 \text{ cm} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 6,00$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 ; \text{OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 45,00$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 765 \text{ cm} = 7,65 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 285,68 \text{ cm} = 2,86 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E} * \frac{S_x * h_o}{J * c}\right)^2}}$$
$$= 895,62 \text{ cm} = 8,95 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\Phi_b M_n = 50,72 \text{ Ton} - \text{m}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

$$\Phi_b M_n = \text{NO ES EL CASO}$$

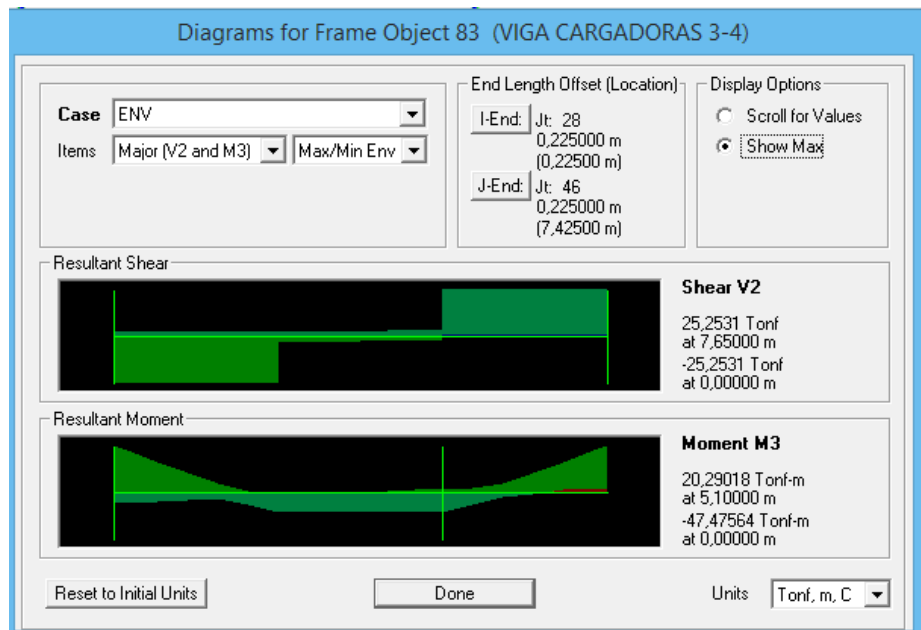


Figura.- Diagrama de momento de las vigas principales pisos 3-4 eje X edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_b M_n = 50,72 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 47,47 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 66,97 \text{ Ton}$$

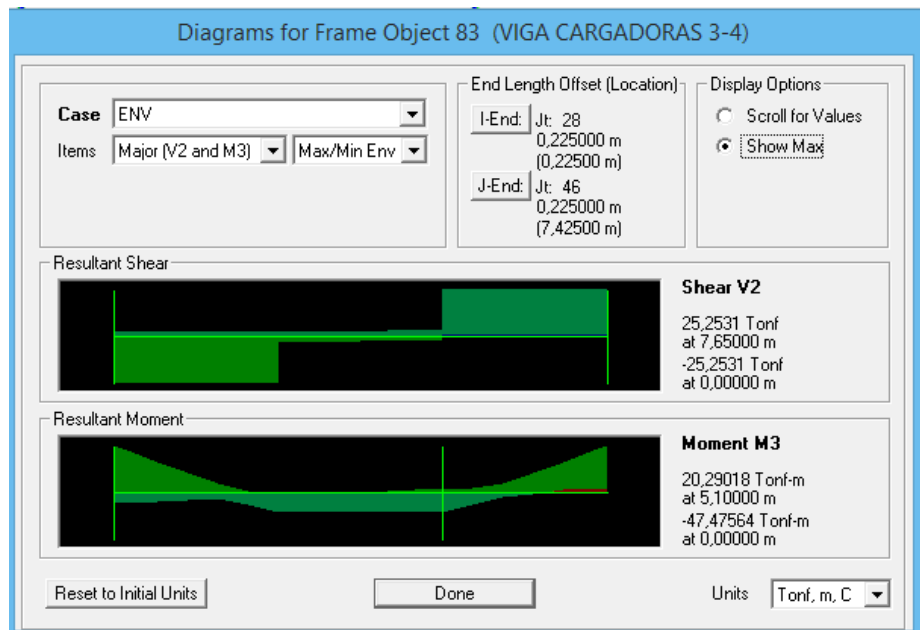


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas principales pisos 3-4 eje X edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 66,97 \text{ Ton} > V_u = 25,25 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{765}{20} \text{ cm}$$

$$49,00 \text{ cm} > 38,25 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

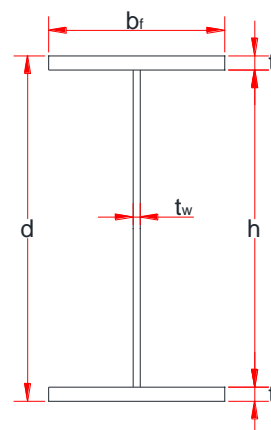
“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio metálico

Descripción: Diseño de vigas principales del eje X
Piso: Vigas del piso 5
Edificio: Edificio de acero estructural

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de la viga principal eje X pisos 5 edificio de acero estructural

bf	16 cm
tf	2 cm
d	44 cm
tw	1 cm
h	40 cm



Longitud de la viga 7,65 m

Tabla XXV.- Propiedades de la viga principal eje X pisos 1-2 edificio de acero estructural

A	104,00 cm ²	Área
I _x	33578,67 cm ⁴	Inercia en X
I _y	1368,67 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	1526,30 cm ³	Módulo de sección X
S _y	171,08 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	1744,00 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	266,00 cm ³	Módulo de plástico Y
J	98,67 cm ⁴	Constante torsional
r _x	17,97 cm	Radio de giro X
r _y	3,63 cm	Radio de giro y
C _w	546133,33 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts} ²	17,91 cm ²	
r _{ts}	4,23 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I
h _o	42,00 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
F _y	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,80$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 3,19$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,17$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 2,13$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 4,00$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 ; \text{OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 40,00$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 765 \text{ cm} = 7,65 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 181,21 \text{ cm} = 1,81 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E} * \frac{S_x * h_o}{J * c}\right)^2}}$$
$$= 620,82 \text{ cm} = 6,21 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\Phi_b M_n = \text{NO ES EL CASO}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\phi_b M_n = \phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}}\right)^2} * S_x \leq \phi_b M_p$$

$$\phi_b M_n = 21,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

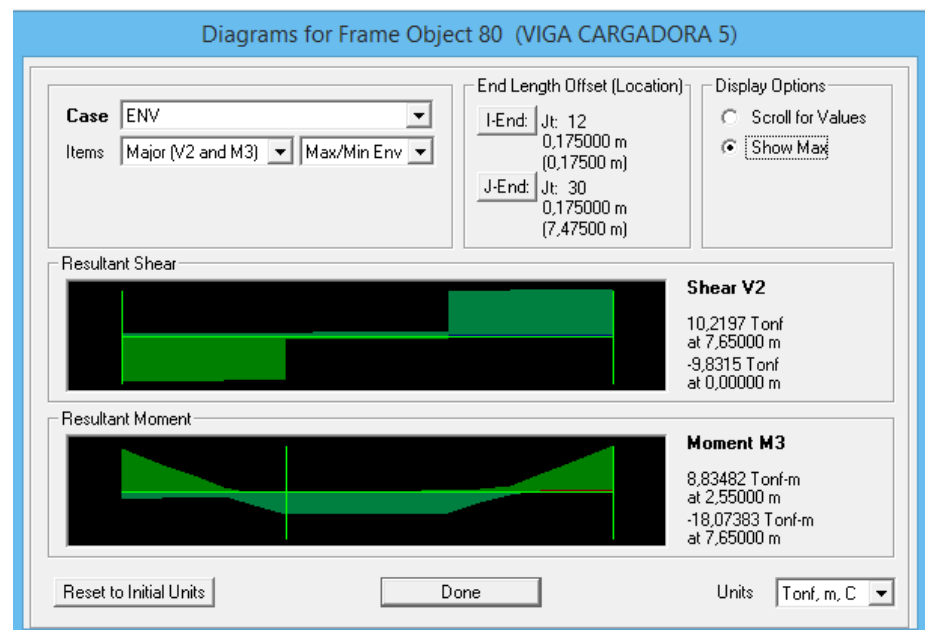


Figura.- Diagrama de momento de las vigas principales pisos 5 eje X edificio de acero estructural Del Sap 2000

$$\phi_b M_n = 21,40 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 18,07 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 60,14 \text{ Ton}$$

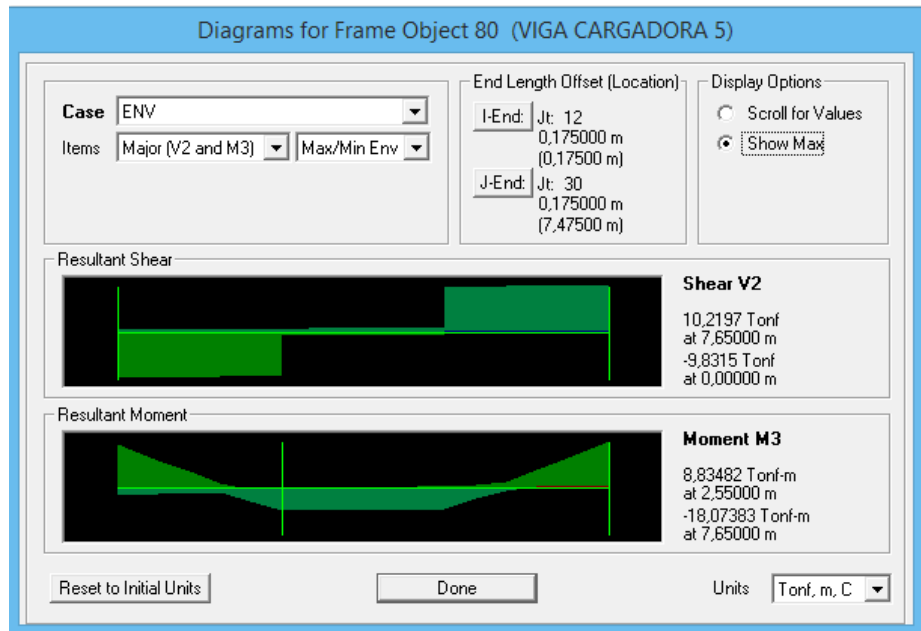


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas principales pisos 5 eje X edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 60,14 \text{ Ton} > V_u = 10,22 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{765}{20} \text{ cm}$$

$$44,00 \text{ cm} > 38,25 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

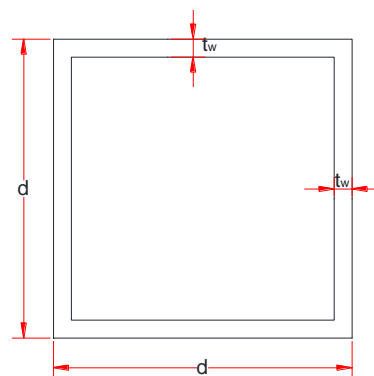
“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de las columnas del edificio metálico

Descripción: Diseño de columnas
 Piso: Columnas de los pisos 1-2
 Edificio: Edificio de acero estructural

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de las columnas de los pisos 1-2 edificio de acero estructural

d	50 cm
tw	3 cm



Longitud de la columna 4,00 m

Tabla XXV.- Propiedades de las columnas de los pisos 1-2 edificio de acero estructural

A	564,00 cm ²	Área
I _x	208492,00 cm ⁴	Inercia en X
I _y	208492,00 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	8340,00 cm ³	Módulo de sección X
S _y	8340,00 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	9954,00 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	9954,00 cm ³	Módulo de plástico Y
r _x	19,00 cm	Radio de giro X
r _y	19,00 cm	Radio de giro y

Propiedades del acero

E 2038,9 T/cm² 29000 Ksi
 F_y 2,5311 T/cm² 36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

$$\lambda_f = \frac{d'}{2 * t_f} = 14,67$$

$$\lambda_p = 0,64 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 18,16 \text{ ; OK, Cumple}$$

“Sección sísmicamente compacta”

Paso 2: Cálculo de resistencia de Diseño a Flexión, ϕM

Momento en el eje X: Fluencia (pandeo plástico)

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b M_p = \phi_b * F_y * Z_x$$

$$\phi_b M_{nx} = 226,75 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento en el eje Y: Fluencia (pandeo plástico)

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b M_p = \phi_b * F_y * Z_y$$

$$\phi_b M_{ny} = 226,75 \text{ Ton} - \text{m}$$

Paso 3: Cálculo de resistencia de requerida por flexión, M_r

Momento asumiendo que no hay desplazamiento lateral
(CARGA MUERTA Y VIVA)

Dirección: EJE X

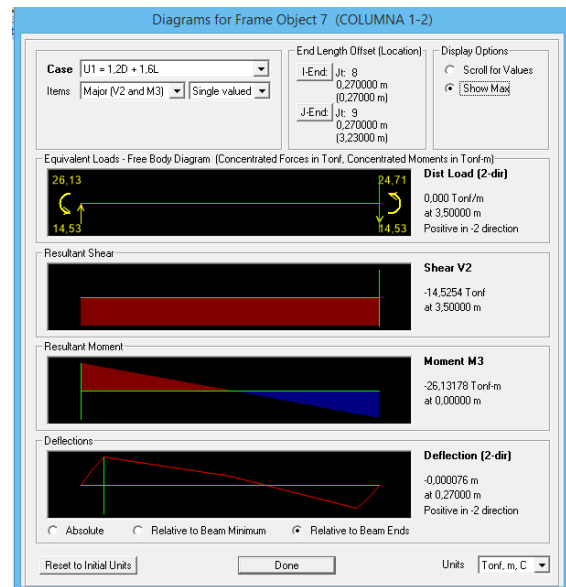


Figura.- Diagrama de momento de las columnas pisos 1-2 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{ntx} = 26,13 \text{ Ton} - \text{m}$$

Dirección: EJE Y

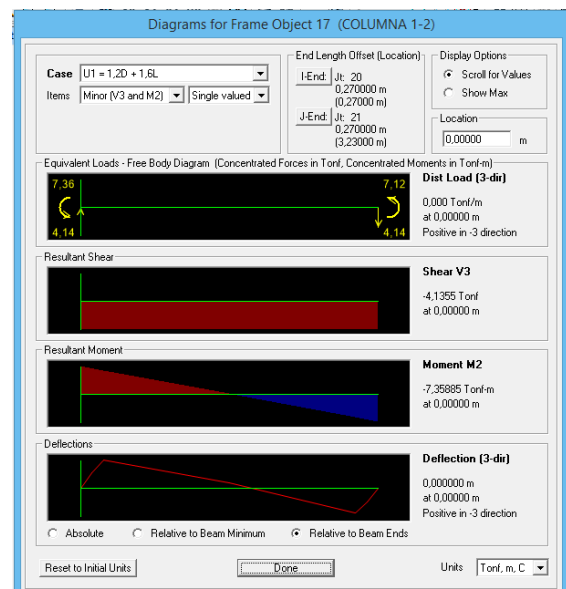


Figura.- Diagrama de momento de las columnas pisos 1-2 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{nty} = 7,36 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento asumiendo que hay desplazamiento lateral
(CARGA SISMICA)

Dirección: EJE X

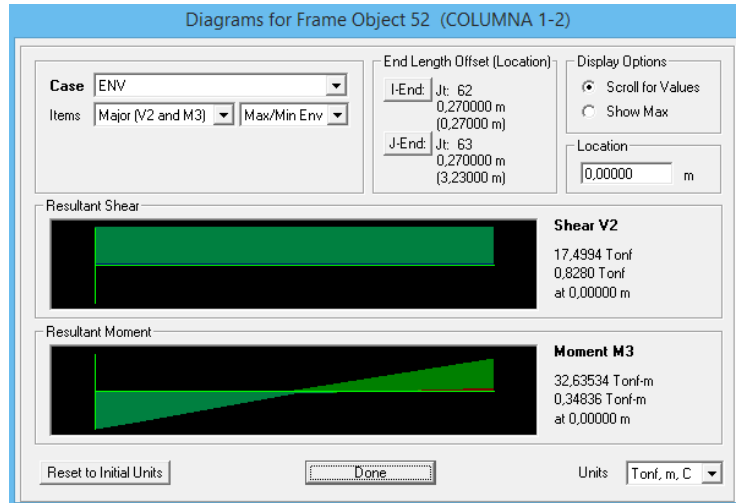


Figura.- Diagrama de momento de las columnas pisos 1-2 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{Itx} = 32,63 \text{ Ton} - \text{m}$$

Dirección: EJE Y

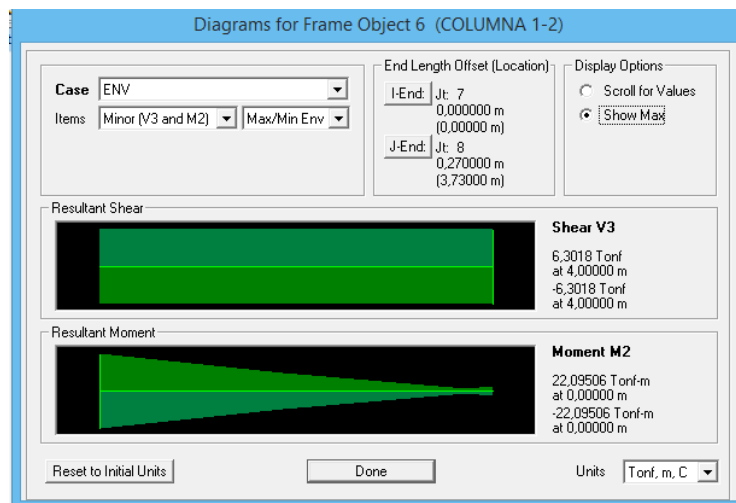


Figura.- Diagrama de momento de las columnas pisos 1-2 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{1ty} = 22,10 \text{ Ton}$$

Factores de amplificación que toma en cuenta efectos p-Δ

$$B_{1x} = 1$$

$$B_{1y} = 1$$

$$B_{2x} = 1,107$$

$$B_{1y} = 1,113$$

Calculo de momento requerido a flexión

$$M_{rx} = B_{1x} * M_{ntx} + B_{2x} * M_{1tx} = 62,25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{ry} = B_{1y} * M_{nty} + B_{2y} * M_{1ty} = 31,96 \text{ Ton} - \text{m}$$

Paso 4: Calculo de la carga axial factorada (del Sap 2000)

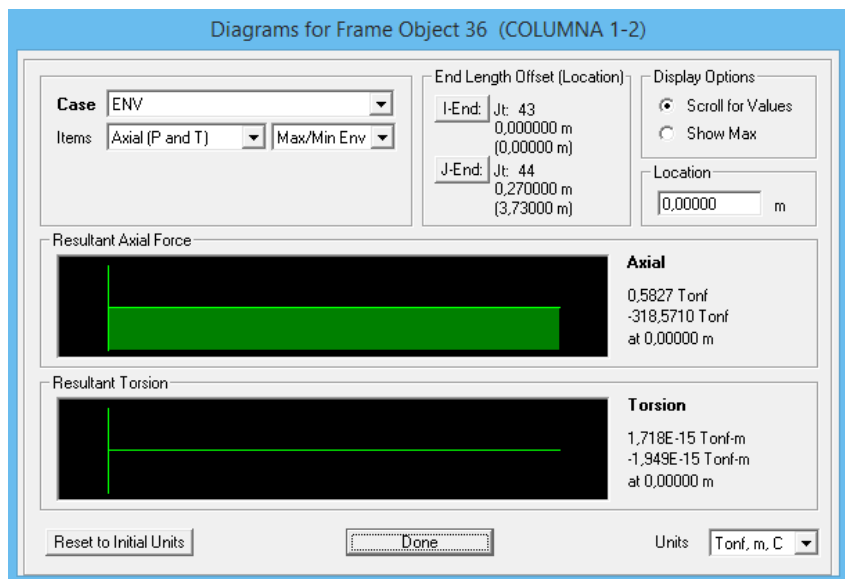


Figura.- Diagrama de carga axial de las columnas pisos 1-2 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$P_r = 318,57 \text{ Ton}$$

Paso 4: Cálculo de Resistencia de diseño a Carga Axial $\varphi_c P_n$

Calculo de resistencia de diseño a carga axial

$K=3,10$ el más crítico

$$\frac{K * L}{r} = 64,49$$

$$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,68$$

$$\frac{K*L}{r} = 64,49 < 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,68 ; \text{Intervalo inelastico}$$

Esfuerzo de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 4,84 \text{ Ton/cm}^2$$

Esfuerzo critico

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y = 2,03 \text{ Ton/cm}^2$$

Resistencia de diseño

$$\varphi_c P_n = 0,9 * F_{cr} * A = 1032,12 \text{ Ton}$$

Paso 6: Verificar si la sección es satisfactoria

$$\frac{P_r}{\varphi_c P_n} = 0,31 > 0,20$$

Carga axial grande

$$\frac{P_r}{\varphi_c P_n} + \frac{8}{9} * \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0,68 < 1 ; \text{ Cumple}$$

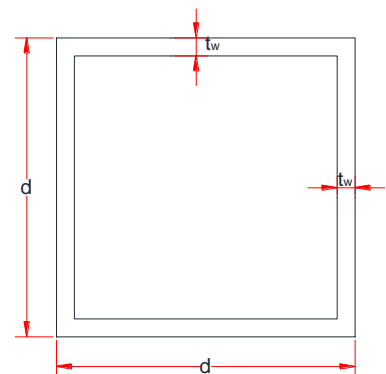
“LA COLUMNA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio metálico

Descripción: Diseño de columnas
 Piso: Columnas de los pisos 3-4
 Edificio: Edificio de acero estructural

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de las columnas de los pisos 3-4 edificio de acero estructural

d	45 cm
tw	3 cm



Longitud de la columna 3,50 m

Tabla XXV.- Propiedades de las columnas de los pisos 3-4 edificio de acero estructural

A	504,00 cm ²	Área
I _x	148932,00 cm ⁴	Inercia en X
I _y	148932,00 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	6619,00 cm ³	Módulo de sección X
S _y	6619,00 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	7952,00 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	7952,00 cm ³	Módulo de plástico Y
r _x	17,00 cm	Radio de giro X
r _y	17,00 cm	Radio de giro y

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
F _y	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

$$\lambda_f = \frac{d'}{2 * t_f} = 13,00$$

$$\lambda_p = 0,64 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 18,16 \quad ; \quad \text{OK,} \quad \text{Cumple}$$

“Sección sísmicamente compacta”

Paso 2: Cálculo de resistencia de Diseño a Flexión, ϕM

Momento en el eje X: Fluencia (pandeo plástico)

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b M_p = \phi_b * F_y * Z_x$$

$$\phi_b M_{nx} = 181,13 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento en el eje Y: Fluencia (pandeo plástico)

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b M_p = \phi_b * F_y * Z_y$$

$$\phi_b M_{ny} = 181,13 \text{ Ton} - \text{m}$$

Paso 3: Cálculo de resistencia de requerida por flexión, Mr
 Momento asumiendo que no hay desplazamiento lateral
 (CARGA MUERTA Y VIVA)

Dirección: EJE X

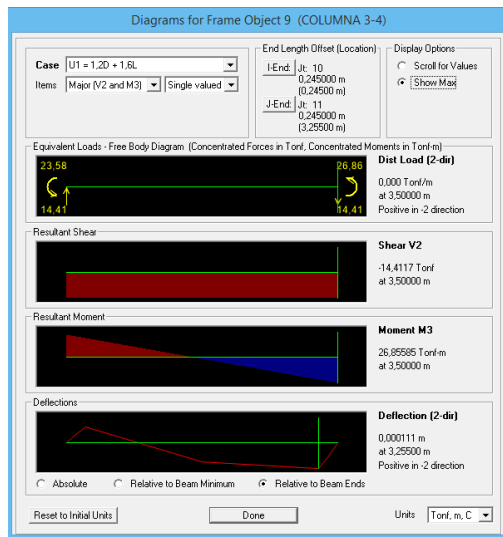


Figura.- Diagrama de momento de las columnas pisos 3-4 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{ntx} = 26,85 \text{ Ton} - \text{m}$$

Dirección: EJE Y

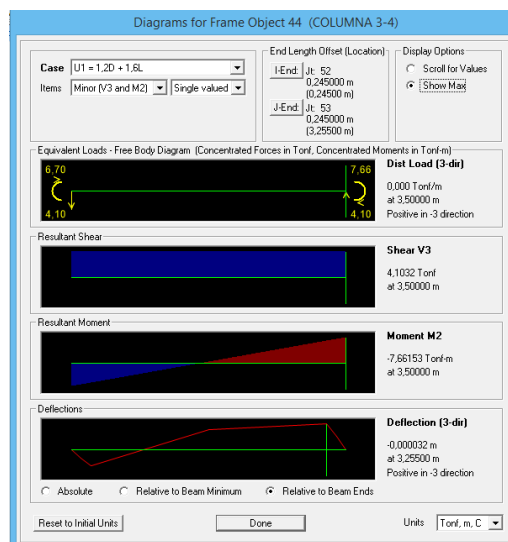


Figura.- Diagrama de momento de las columnas pisos 3-4 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{nty} = 7,66 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento asumiendo que hay desplazamiento lateral (CARGA SISMICA)

Dirección: EJE X

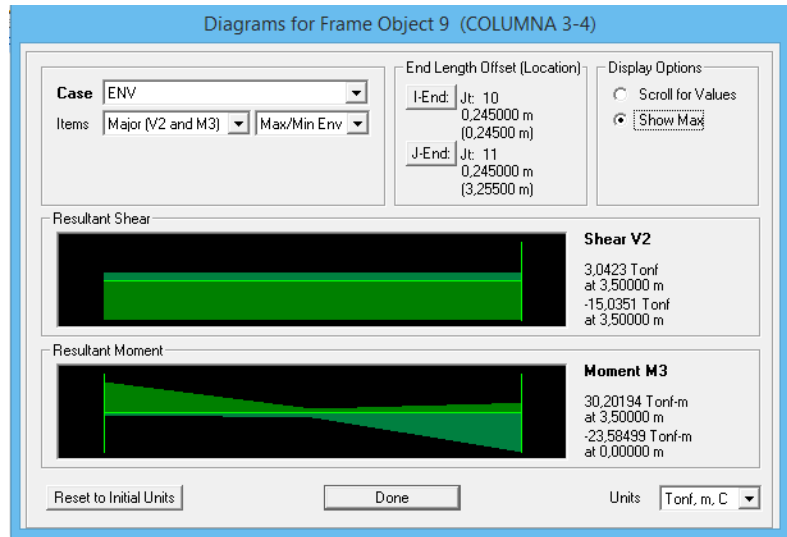


Figura.- Diagrama de momento de las columnas pisos 3-4 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{Itx} = 30,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

Dirección: EJE Y

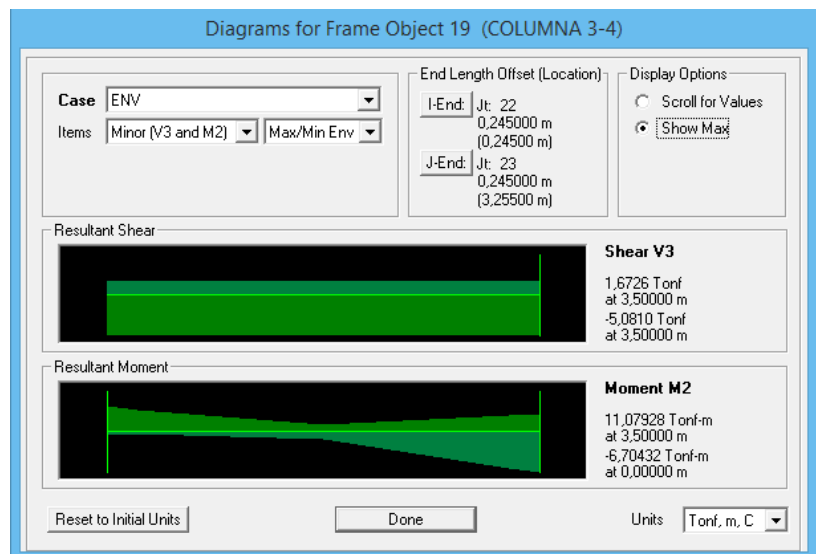


Figura.- Diagrama de momento de las columnas pisos 3-4 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{Ity} = 11,08 \text{ Ton}$$

Factores de amplificación que toma en cuenta efectos p-Δ

$$B_{1x} = 1$$

$$B_{1y} = 1$$

$$B_{2x} = 1,13$$

$$B_{1y} = 1,15$$

Calculo de momento requerido a flexión

$$M_{Rx} = B_{1x} * M_{ntx} + B_{2x} * M_{Itx} = 60,98 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{Ry} = B_{1y} * M_{nty} + B_{2y} * M_{Ity} = 20,40 \text{ Ton} - \text{m}$$

Paso 4: Calculo de la carga axial factorada (del Sap 2000)

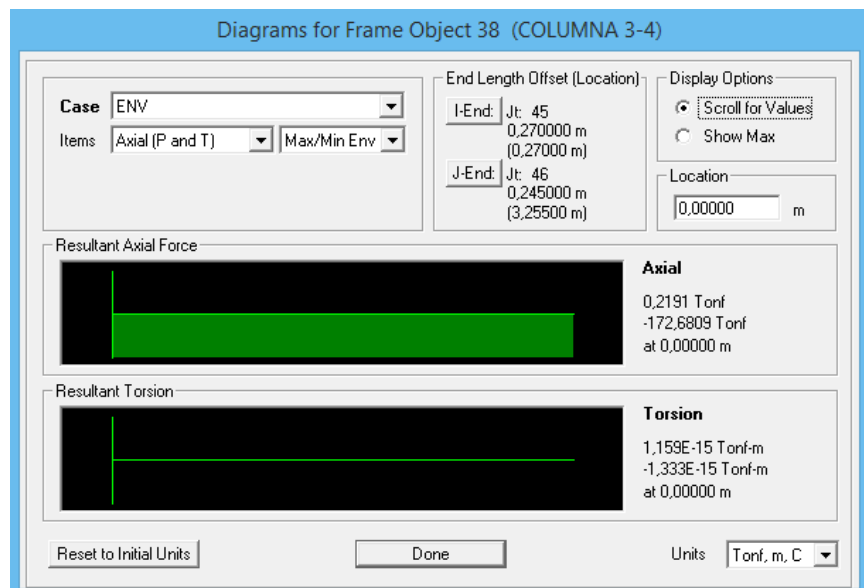


Figura.- Diagrama de carga axial de las columnas pisos 3-4 edificio de acero estructural

$$P_r = 172,68 \text{ Ton}$$

Paso 4: Cálculo de Resistencia de diseño a Carga Axial $\varphi_c P_n$

Calculo de resistencia de diseño a carga axial

$K=3,10$ el más crítico

$$\frac{K * L}{r} = 63,12$$

$$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,68$$

$$\frac{K*L}{r} = 63,12 < 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,68 ; \text{Intervalo inelastico}$$

Esfuerzo de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 5,05 \text{ Ton/cm}^2$$

Esfuerzo critico

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y = 2,05 \text{ Ton/cm}^2$$

Resistencia de diseño

$$\varphi_c P_n = 0,9 * F_{cr} * A = 930,89 \text{ Ton}$$

Paso 6: Verificar si la sección es satisfactoria

$$\frac{P_r}{\varphi_c P_n} = 0,19 < 0,20$$

Carga axial pequeña

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0,54 < 1 ; \text{ Cumple}$$

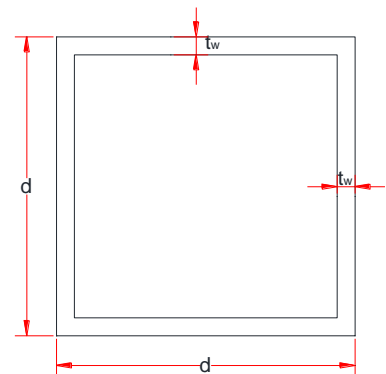
“LA COLUMNA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio metálico

Descripción: Diseño de columnas
 Piso: Columnas del piso 5
 Edificio: Edificio de acero estructural

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de las columnas del piso 5 edificio de acero estructural

d	35 cm
tw	3 cm



Longitud de la columna 3,50 m

Tabla XXV.- Propiedades de las columnas del piso 5 edificio de acero estructural

A	384,00 cm ²	Área
I _x	66112,00 cm ⁴	Inercia en X
I _y	66112,00 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	3778,00 cm ³	Módulo de sección X
S _y	3778,00 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	4622,00 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	4622,00 cm ³	Módulo de plástico Y
r _x	13,00 cm	Radio de giro X
r _y	13,00 cm	Radio de giro y

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
F _y	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

$$\lambda_f = \frac{d'}{2 * t_f} = 9,67$$

$$\lambda_p = 0,64 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 18,16 \text{ ; OK, Cumple}$$

“Sección sísmicamente compacta”

Paso 2: Cálculo de resistencia de Diseño a Flexión, ϕM

Momento en el eje X: Fluencia (pandeo plástico)

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b M_p = \phi_b * F_y * Z_x$$

$$\phi_b M_{nx} = 105,28 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento en el eje Y: Fluencia (pandeo plástico)

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b M_p = \phi_b * F_y * Z_y$$

$$\phi_b M_{ny} = 105,28 \text{ Ton} - \text{m}$$

Paso 3: Cálculo de resistencia de requerida por flexión, M_r

Momento asumiendo que no hay desplazamiento lateral
(CARGA MUERTA Y VIVA)

Dirección: EJE X

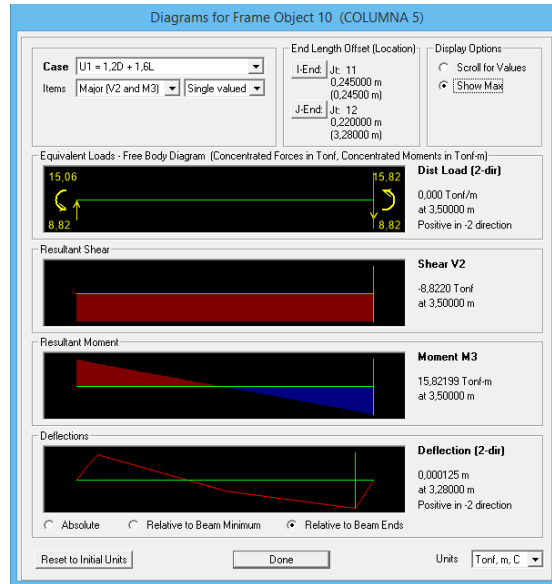


Figura.- Diagrama de momento de las columnas piso 5 edificio de acero estructural, Del Sap 2000
 $M_{ntx} = 15,82 \text{ Ton} - \text{m}$

Dirección: EJE Y



Figura.- Diagrama de momento de las columnas piso 5 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{nty} = 4,99 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento asumiendo que hay desplazamiento lateral
(CARGA SISMICA)

Dirección: EJE X

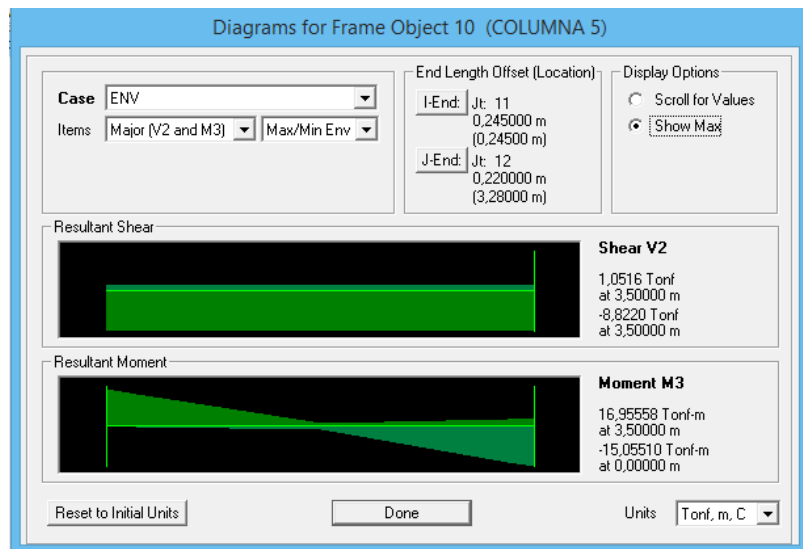


Figura.- Diagrama de momento de las columnas piso 5 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{Itx} = 16,95 \text{ Ton} - \text{m}$$

Dirección: EJE Y

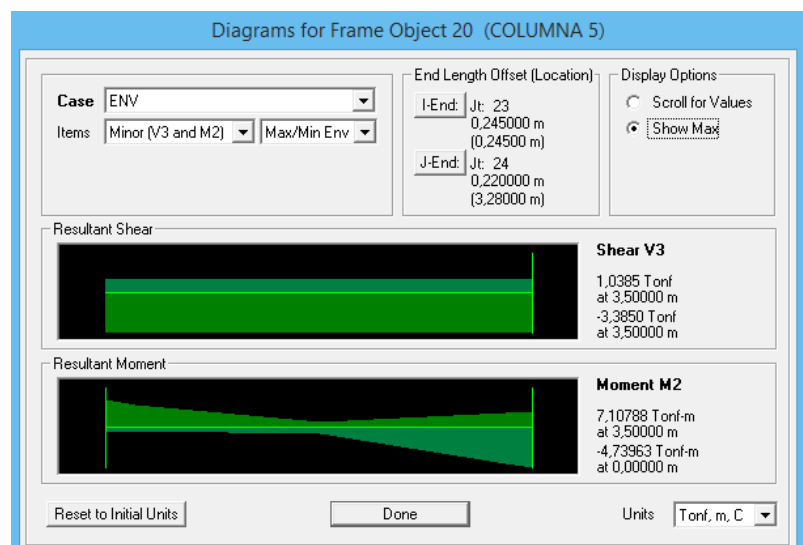


Figura.- Diagrama de momento de las columnas piso 5 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$M_{1ty} = 7,10 \text{ Ton}$$

Factores de amplificación que toma en cuenta efectos p-Δ

$$B_{1x} = 1$$

$$B_{1y} = 1$$

$$B_{2x} = 1,05$$

$$B_{1y} = 1,06$$

Calculo de momento requerido a flexión

$$M_{rx} = B_{1x} * M_{ntx} + B_{2x} * M_{1tx} = 33,62 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{ry} = B_{1y} * M_{nty} + B_{2y} * M_{1ty} = 12,52 \text{ Ton} - \text{m}$$

Paso 4: Calculo de la carga axial factorada (del Sap 2000)

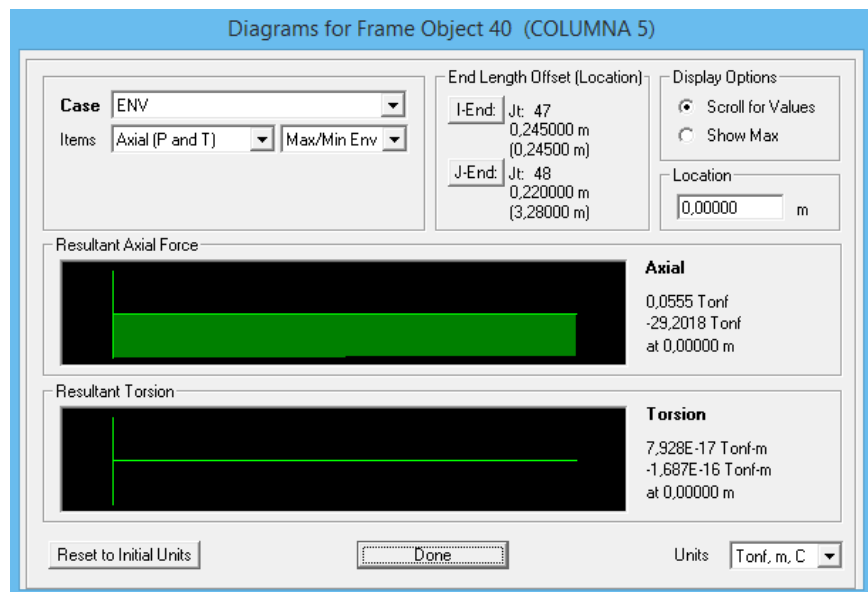


Figura.- Diagrama de carga axial de las columnas piso 5 edificio de acero estructural, Del Sap 2000

$$P_r = 29,20 \text{ Ton}$$

Paso 4: Cálculo de Resistencia de diseño a Carga Axial $\varphi_c P_n$

Calculo de resistencia de diseño a carga axial

$K=3,10$ el más crítico

$$\frac{K * L}{r} = 82,69$$

$$4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,68$$

$$\frac{K * L}{r} = 82,69 < 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,68 ; \text{ Intervalo inelastico}$$

Esfuerzo de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 2,94 \text{ Ton/cm}^2$$

Esfuerzo critico

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y = 1,77 \text{ Ton/cm}^2$$

Resistencia de diseño

$$\varphi_c P_n = 0,9 * F_{cr} * A = 610,31 \text{ Ton}$$

Paso 6: Verificar si la sección es satisfactoria

$$\frac{P_r}{\varphi_c P_n} = 0,05 < 0,20$$

Carga axial pequeña

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0,46 < 1 \quad ; \text{ Cumple}$$

“LA COLUMNA ES SATISFACTORIA”

Diseño de la cimentación el edificio metálico

Descripción: Diseño de la dirección X
Edificio: Edificio de acero estructural

Tabla XXV.- Cargas axiales sobre las columnas del eje X, del edificio de acero de estructural

Cargas				
	Columna1	Columna2	Columna3	Columna4
Pd	82,19	156,2	156,2	82,19
PI	40,73	81,95	81,95	40,73
Pd+PI	122,92	238,15	238,15	122,92

P, mayorados	163,8	318,57	318,57	163,8
Mx	22,1	22,1	22,1	22,1
My	32,3	-28,63	28,63	-32,3

Pre dimensionamiento de la zapata

G, roca 25 T/m²
S/C 500 Kg/m²
P. Especifico 2000 Kg/m²

$$G_{\text{neto}} = G_{\text{roca}} - \frac{S}{C} - \gamma_{\text{esp}} = 22,50 \text{ Ton/m}^2$$

Longitud, L = 23,45 m

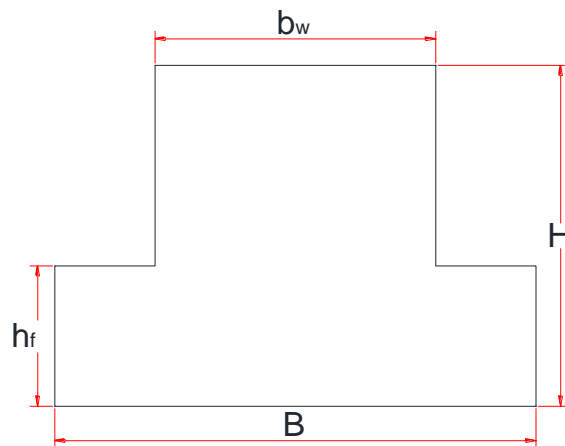
Carga total = suma de cargas de columnas 722,14 Ton

$$\text{Carga repartida} = \text{Carg}_{\text{repa}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{2} = 361,07 \text{ Ton}$$

$$A_{\text{req}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{G_{\text{neto}}} = 16,05 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta los momento, aumentaremos el 10% del área requerida

$$\text{Área total} = A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 17,65 \text{ m}^2$$



$$\text{Área total} = A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 17,65 \text{ m}^2$$

Obtenemos un $B = 0,753 \text{ m}$

Escogeremos **$B = 1,00 \text{ m}$**

Calcularemos los esfuerzos de diseño

$$G_i = \frac{\text{Carg}_{\text{rep}}}{L * B} + \frac{6 * M_x}{B * L^2} + \frac{6 * M_y}{L * B^2} =$$

$$f_c \quad 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y \quad 4200 \text{ Kg/cm}^3$$

Gi (++)	16,36 T/m ²
Gi (-+)	16,36 T/m ²
Gi (+-)	14,43 T/m ²
Gi (--)	14,43 T/m ²

Escogemos el esfuerzo de diseño

Gi = 16,36 Ton/m²

Carga por metro lineal

$W = G_i * B = 16,36 \text{ Ton/m}$

Determinación de momento y cortante

Carga, W

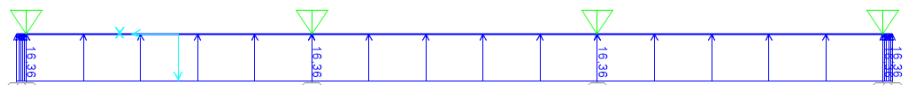
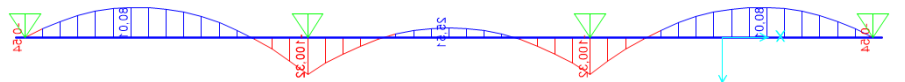


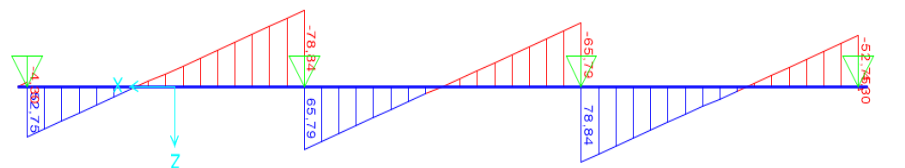
Diagrama de Momento



$M_{u-} = 100,32 \text{ Ton.m}$

$M_{u+} = 80,01 \text{ Ton.m}$

Diagrama de Cortante



$V_{u, \text{max}} = 78,84 \text{ Ton}$

$$V_u(d) = 63,07 \text{ Ton}$$

Dimensionamiento de la Sección

Asumiendo un B_w

$$B_w = 50 \text{ cm}$$

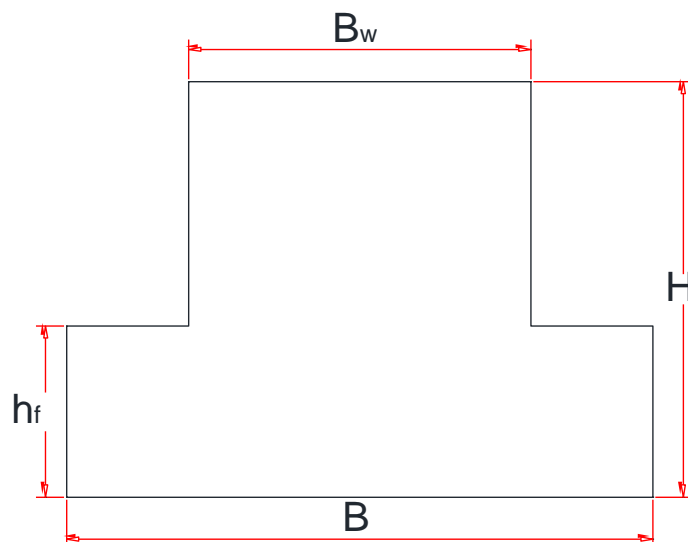
$$d = \sqrt{\frac{M_u}{B_w * 0,145 * f'_c}} = 70,30 \text{ cm}$$

Escogemos

$$H = 80 \text{ cm}$$

Asumiendo varillas de 16 mm

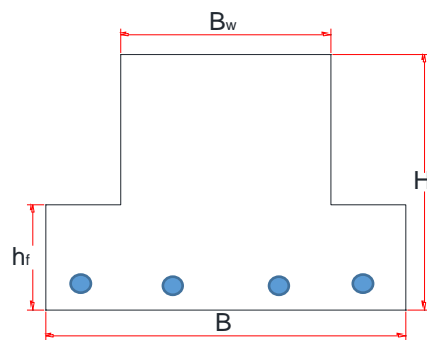
$$h_f = 25,00 \text{ cm}$$



Refuerzo longitudinal (zapata)

hf 25 cm
B 100 cm
As,min 0,0018
As,min 4,5 cm²

Ø16 cada 20cm

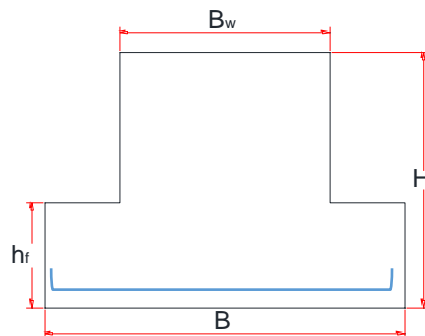


Refuerzo Transversal (zapata)

W 16,36 Ton/m
B 1,00 m
Bf 0,5 m
B' 0,25 m

Mu 0,51 Ton.m
As,mu 0,86 cm²
As,min 3,15 cm²

Ø16 cada 25 cm

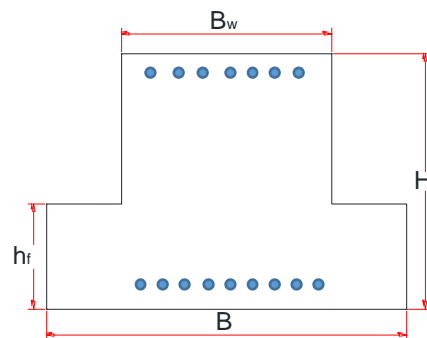


Refuerzo viga

d 72,5 cm
 bf 50 cm

As, mini $A_{s,min} = 0,0018 * d * bf = 6,53 \text{ cm}^2$
4 Ø 25 **Mínimo**

	Momento	As (cm2)	AS, Ø (25mm)	# Varillas	
M+	80,01	32,46	4,91	6,61	7 Ø25mm
M-	100,32	40,70	4,91	8,29	9 Ø25mm



Refuerzo Cortante de Viga

V_u 78,84 Ton
 $V_u (d)$ 63,07 Ton

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * d * b_w * \sqrt{f'c} = 27,33 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - \phi V_c = 56,77 \text{ Ton}$$

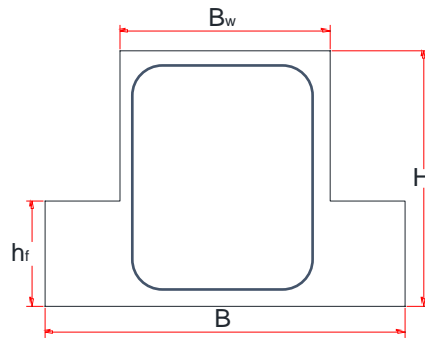
Estribos 12mm	As	
	2,26	2 ramas
	4,52	4 ramas
	6,78	6 ramas

$$= \frac{A_s * F_y * d}{V_s} =$$

S 24,24 cm

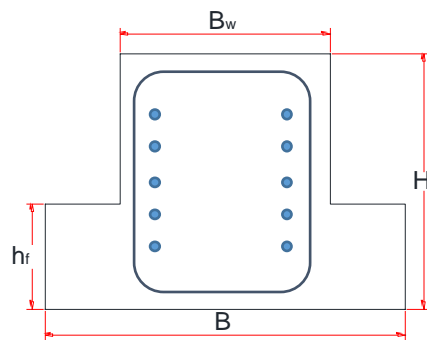
$S = d/4$ **18,13 cm**

2 ESTØ12 C/150mm



Refuerzo a Temperatura en alma

$d/6$ 12,08 cm
Ø10 C/150 mm



Zapata corrida en 2 direcciones

Descripción: Diseño de la dirección Y
Edificio: Edificio de acero estructural

Tabla XXV.- Cargas axiales sobre las columnas del eje Y, del edificio de acero de estructural

Cargas			
	COLUMNA1	COLUMNA2	COLUMNA3
Pd	66,28	156,21	66,28
PI	30,93	81,95	30,93
Pd+PI	97,21	238,16	97,21
P, mayorados	129,03	318,57	129,03
Mx	-22,38	4,1	22,38
My	28,54	-2,62	-28,54

Pre dimensionamiento de la zapata

G, roca	25 T/m ²
S/C	500 Kg/m ²
P. Especifico	2000 Kg/m ²

$$G_{\text{neto}} = G_{\text{roca}} - \frac{S}{C} - \gamma_{\text{esp}} = 22,50 \text{ Ton/m}^2$$

Longitud, L = 12,80 m

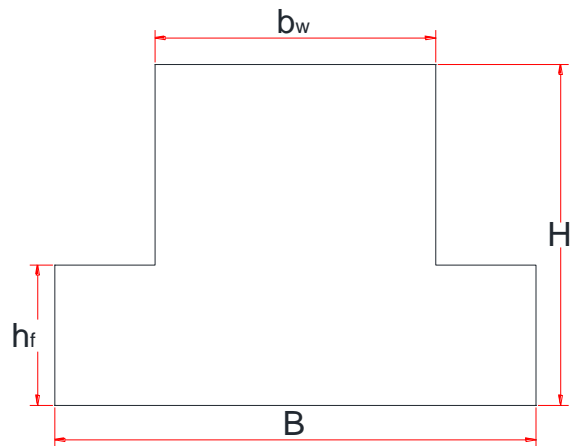
Carga total = suma de cargas de columnas 432,58 Ton

$$\text{Carga repartida} = \text{Carg}_{\text{repa}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{2} = 216,29 \text{ Ton}$$

$$A_{\text{req}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{G_{\text{neto}}} = 9,61 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta los momento, aumentaremos el 10% del área requerida

$$\text{Área total} = A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 10,57 \text{ m}^2$$



$$\text{Área total} = A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 10,57 \text{ m}^2$$

Obtenemos un $B = 0,826 \text{ m}$

Escogeremos **$B = 1,00 \text{ m}$**

Calcularemos los esfuerzos de diseño

$$G_i = \frac{\text{Carg}_{\text{rep}}}{L * B} + \frac{6 * M_x}{B * L^2} + \frac{6 * M_y}{L * B^2} =$$

f'c	280 Kg/cm ²
fy	4200 Kg/cm ³

G_i (++)	15,82 T/m ²
G_i (-+)	15,52 T/m ²
G_i (+-)	18,28 T/m ²
G_i (--)	17,98 T/m ²

Escogemos el esfuerzo de diseño

$G_i = 18,28 \text{ Ton/m}^2$

Carga por metro lineal

$$W = G_i * B = 18,28 \text{ Ton/m}$$

Determinación de momento y cortante

Carga, W

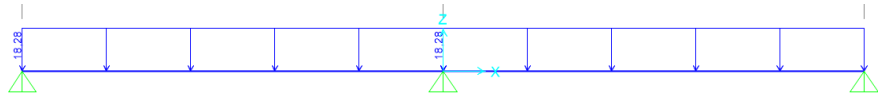
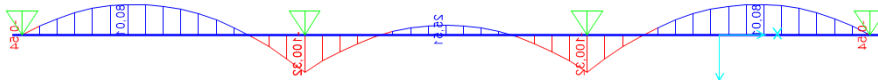


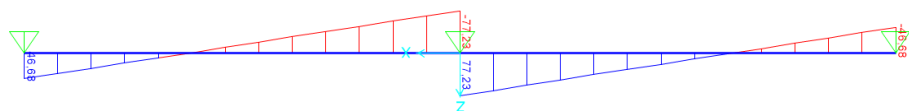
Diagrama de Momento



$$Mu- = 97,74 \text{ Ton.m}$$

$$Mu+ = 56,26 \text{ Ton.m}$$

Diagrama de Cortante



$$Vu, \text{ max} = 77,23 \text{ Ton}$$

$$Vu (d) = 61,78 \text{ Ton}$$

Dimensionamiento de la Sección

Asumiendo un Bw

$$B_w = 50 \text{ cm}$$

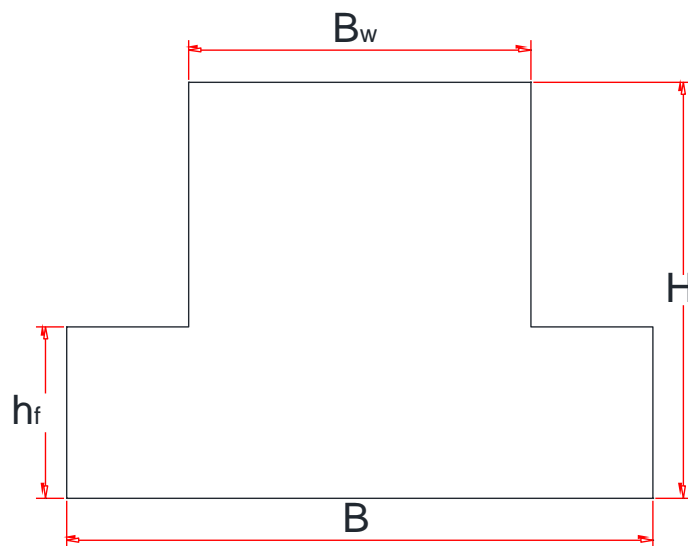
$$d = \sqrt{\frac{Mu}{B_w * 0,145 * f'c}} = 69,39 \text{ cm}$$

Escogemos

$H = 80 \text{ cm}$

Asumiendo varillas de 16 mm

$h_f = 25,00 \text{ cm}$



Refuerzo longitudinal (zapata)

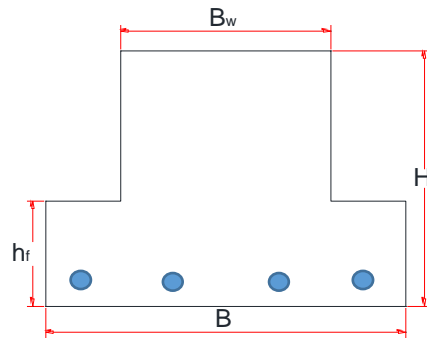
h_f 25 cm

B 100 cm

$A_{s,min}$ 0,0018

$A_{s,min}$ 4,5 cm²

Ø16 cada 20cm

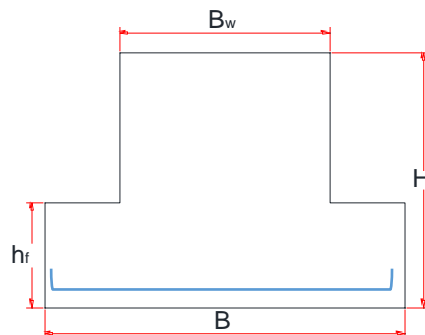


Refuerzo Transversal (zapata)

W	18,28 Ton/m
B	1,00 m
Bf	0,5 m
B'	0,25 m

Mu	0,57 Ton.m
As,mu	0,96 cm ²
As,min	3,15 cm ²

Ø16 cada 25 cm



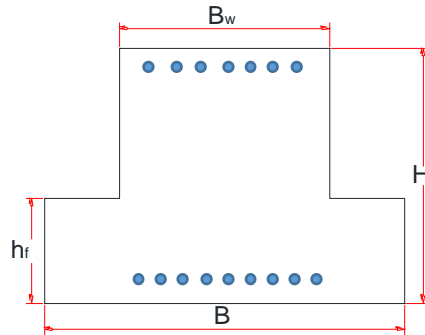
Refuerzo viga

d	72,5 cm
bf	50 cm

As, mini $A_{s,min} = 0,0018 * d * bf = 6,53 \text{ cm}^2$

4 Ø 25 **Mínimo**

	Momento	As (cm ²)	AS, Ø (25mm)	# Varillas	
M+	56,26	22,82	4,91	4,65	5 Ø25mm
M-	97,74	39,65	4,91	8,08	9 Ø25mm



Refuerzo Cortante de Viga

$$V_u = 77,23 \text{ Ton}$$

$$V_u (d) = 61,78 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * d * b_w * \sqrt{f'c} = 27,33 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - \phi V_c =$$

$$V_s = 55,05 \text{ Ton}$$

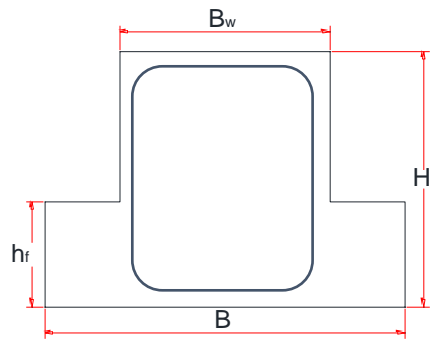
Estribos 12mm

As	
2,26	2 ramas
4,52	4 ramas
6,78	6 ramas

$$S = \frac{A_s * F_y * d}{V_s} = 25,00 \text{ cm}$$

$$S = d/4 = 18,13 \text{ cm}$$

2 ESTØ12 C/150mm

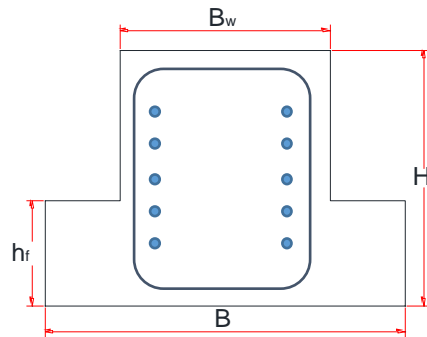


Refuerzo a Temperatura en alma

$d/6$

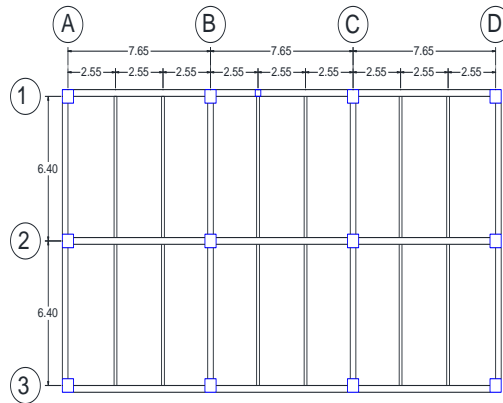
12,08 cm

Ø10 C/150 mm



Diseño estructural de edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Diseño de losa



Para una losa sin apuntalar

- Espesor de novalosa de espesor $e=0,76$ mm
- Espesor de losa 12 cm

La losa no hace falta diseñarla con refuerzo a momento positivo

La losa deberá diseñarse con refuerzo a momento negativo

Losa concreto espesor 0,09 m x 2,40 = 0,22 T/m²

Novalosa (Steel panel) espesor 0,76 mm = 0,01 T/m²

Baldosa = 0,12 T/m²

Paredes = 0,18 T/m²

Ductos = 0,02 T/m²

Carga muerta $W_d = 0,55$ T/m² .

Edificios residenciales

Carga viva promedio

$$Wl = 0,34 \text{ T/m}^2$$

$$Wu = 1,2Wd + 1,6Wl$$

$$Wu = 1,20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Para 1 m de ancho de losa =

$$Wu = 1,20 \text{ Ton/m}$$

Momento negativo

$$Mu- = 1,0 * Wu * L^2$$

$$Mu- = 0,78 \text{ Ton. m}$$

Área de acero de refuerzo

$$As = \frac{Mu-}{3400 * d}$$

$$As = 2,30 \text{ cm}^2$$

Usar varillas de 10 mm

3 Ø 10 es igual a $As = 2,36 \text{ cm}^2$; Ok, cumple

Refuerzo por temperatura

$$As = 0,0018 * 100 * 10$$

$$As = 1,80 \text{ cm}^2$$

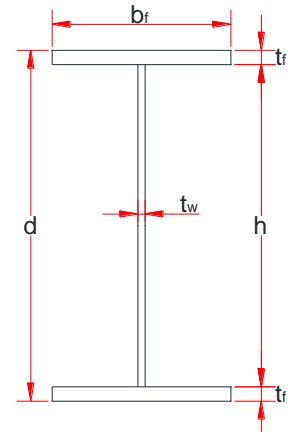
3 Ø 8 c/300mm

Diseño de las vigas del edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Descripción: Diseño de vigas secundarias
 Piso: Vigas de los pisos 1-2-3-4
 Edificio: Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de la viga secundaria pisos 1-2-3-4 edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

bf	16 cm
tf	1,5 cm
d	38 cm
tw	1 cm
h	35 cm



Longitud de la viga 6,40 m

Tabla XXV.- Propiedades de la viga secundaria pisos 1-2-3-4 edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

A	83,00 cm ²	Área
I _x	19568,92 cm ⁴	Inercia en X
I _y	1026,94 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	1029,94 cm ³	Módulo de sección X
S _y	128,36 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	1182,25 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	200,75 cm ³	Módulo de plástico Y
J	47,67 cm ⁴	Constante torsional
r _x	15,35 cm	Radio de giro x
r _y	3,52 cm	Radio de giro y
C _w	313600,00 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts2}	17,42 cm ²	
r _{ts}	4,17 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I
h _o	36,50 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E 2038,9 T/cm²

29000 Ksi

Fy 2,5311 T/cm²

36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,78$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 2,67$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,22$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 1,78$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 5,33$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \text{ ; OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 35$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \text{ ; OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 175,71 \text{ cm} = 1,76 \text{ m}$$

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

$$= 581,15 \text{ cm} = 5,82 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

NO ES EL CASO

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

$$\Phi_b M_n = 16,49 \text{ Ton} - \text{m}$$

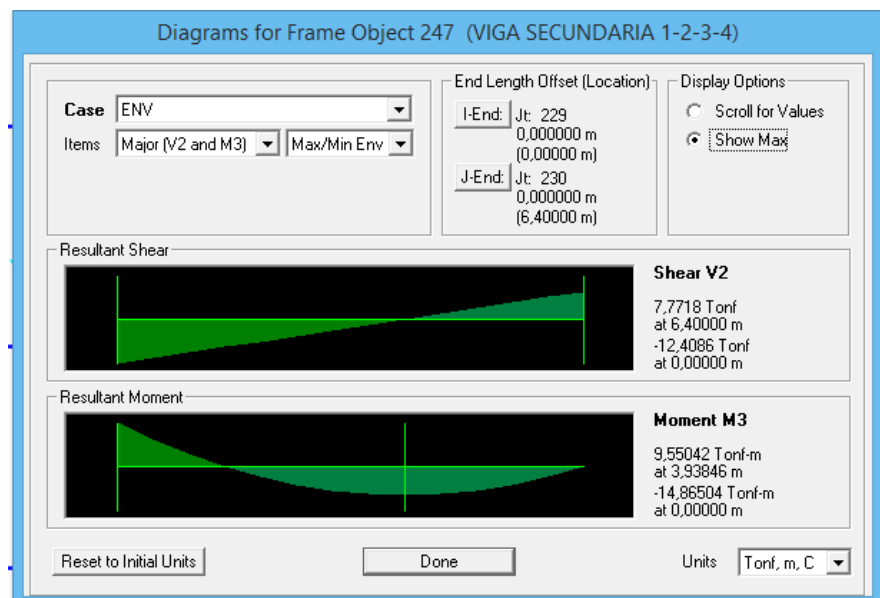


Figura.- Diagrama de momento de las vigas. sec. del pisos 1-2-3-4 Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E., Del Sap 2000

$$\Phi_b M_n = 16,49 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 14,86 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 51,94 \text{ Ton}$$

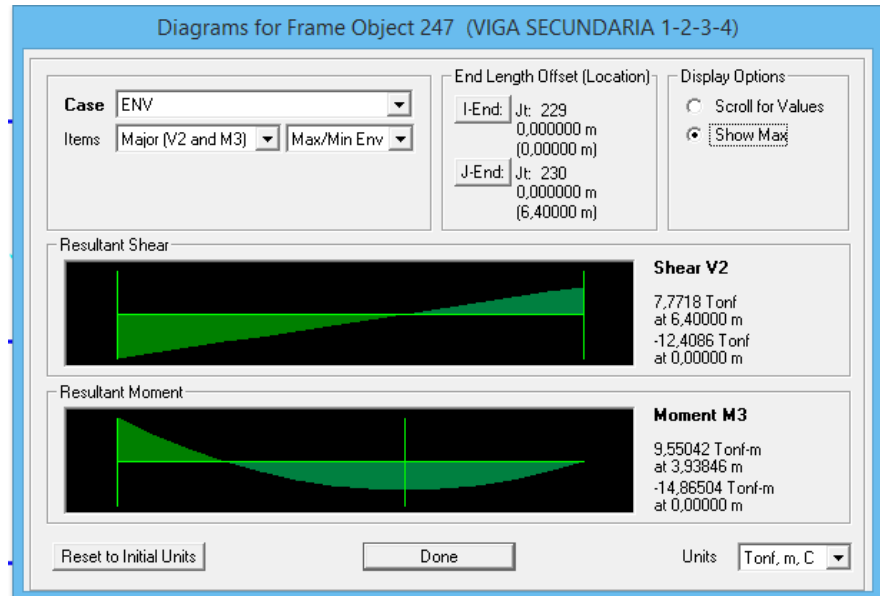


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas. sec. del pisos 1-2-3-4 Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.,.Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 51,94 \text{ Ton} > V_u = 12,40 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{640}{20} \text{ cm}$$

$$38,00 \text{ cm} > 32,00 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

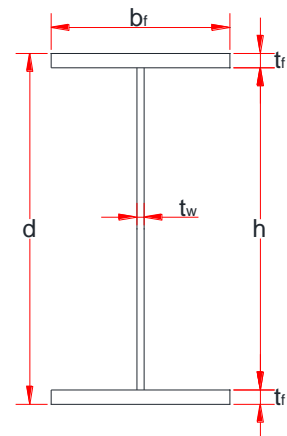
“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Descripción: Diseño de vigas secundarias
 Piso: Vigas de los pisos 5
 Edificio: Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de la viga secundaria piso 5 edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

bf	14 cm
tf	1,5 cm
d	33 cm
tw	1 cm
h	30 cm



Longitud de la viga 6,40 m

Tabla XXV.- Propiedades de la viga secundaria piso 5 edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

A	72,00 cm ²	Área
I _x	12676,50 cm ⁴	Inercia en X
I _y	688,50 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	768,27 cm ³	Módulo de sección X
S _y	98,36 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	886,50 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	154,50 cm ³	Módulo de plástico Y
J	41,50 cm ⁴	Constante torsional
r _x	13,27 cm	Radio de giro x
r _y	3,09 cm	Radio de giro y
C _w	154350,00 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts} ²	13,42 cm ²	
r _{ts}	3,66 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I

ho	31,50 cm	Distancia entre centroides de alas
----	----------	---------------------------------------

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
Fy	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,68$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 2,67$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,14$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 1,78$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 4,66$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \quad ; \text{OK,} \quad \text{Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 30$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \quad ; \text{OK,} \quad \text{Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 154,47 \text{ cm} = 1,54 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E} * \frac{S_x * h_o}{J * c}\right)^2}}$$
$$= 554,54 \text{ cm} = 5,55 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

NO ES EL CASO

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

$$\Phi_b M_n = 11,72 \text{ Ton} - \text{m}$$

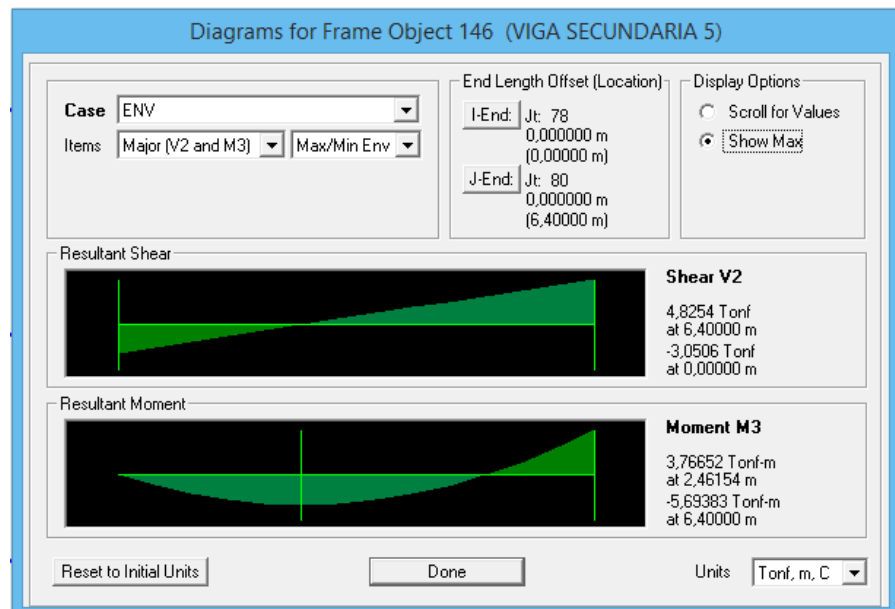


Figura.- Diagrama de momento de las vigas. sec. del pisos 5 Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E., Del Sap 2000

$$\Phi_b M_n = 11,72 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 5,69 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 45,10 \text{ Ton}$$

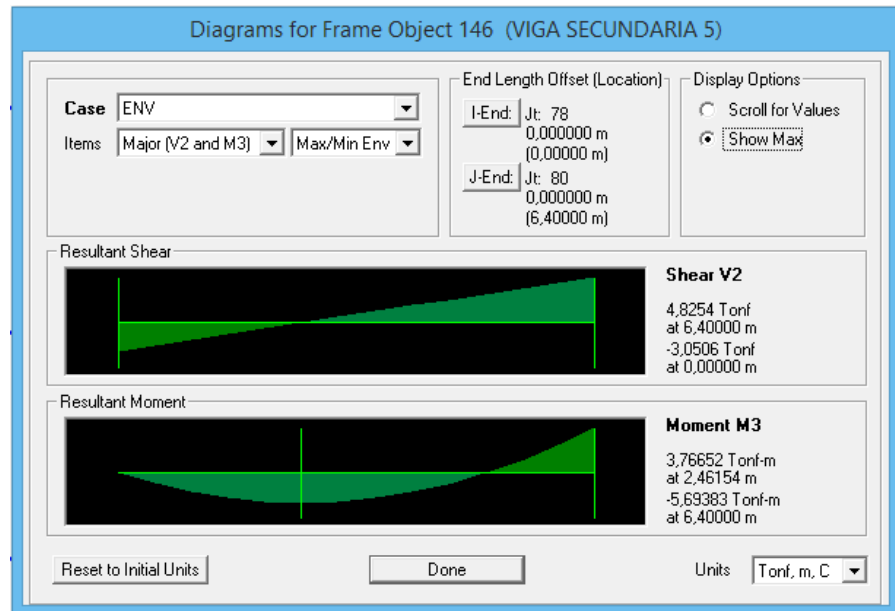


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas. sec. del pisos 5 Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.,.Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 45,10 \text{ Ton} > V_u = 4,83 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{640}{20} \text{ cm}$$

$$33,00 \text{ cm} > 32,00 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

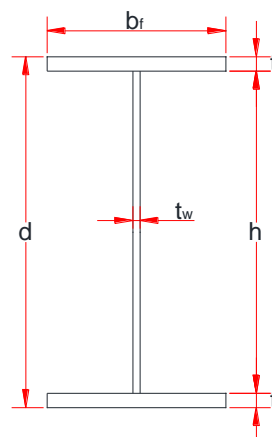
“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Descripción: Diseño de la vigas principales del eje Y
 Piso: Vigas de los pisos 1-2
 Edificio: Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de las vigas principales pisos 1-2 eje Y edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

bf	25 cm
tf	1,5 cm
d	48 cm
tw	1 cm
h	45 cm



Longitud de la viga 6,40 m

Tabla XXV.- Propiedades de las vigas principales pisos 1-2 eje Y edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

A	120,00 cm ²	Área
I _x	48150,00 cm ⁴	Inercia en X
I _y	3910,00 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	2006,25 cm ³	Módulo de sección X
S _y	312,80 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	2250,00 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	480,00 cm ³	Módulo de plástico Y
J	71,25 cm ⁴	Constante torsional
r _x	20,03 cm	Radio de giro x
r _y	5,71 cm	Radio de giro y
C _w	1977539,06 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts2}	43,83 cm ²	
r _{ts}	6,62 cm	Radio de torsión

c	1,00	Para perfiles I
ho	46,50 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
Fy	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,17$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 2,67$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,05$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 1,78$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 8,33$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \text{ ; OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 45$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \text{ ; OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 285,14 \text{ cm} = 2,85 \text{ m}$$

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

$$= 833,63 \text{ cm} = 8,34 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\Phi_b M_n = 44,22 \text{ Ton} - \text{m}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

NO ES EL CASO

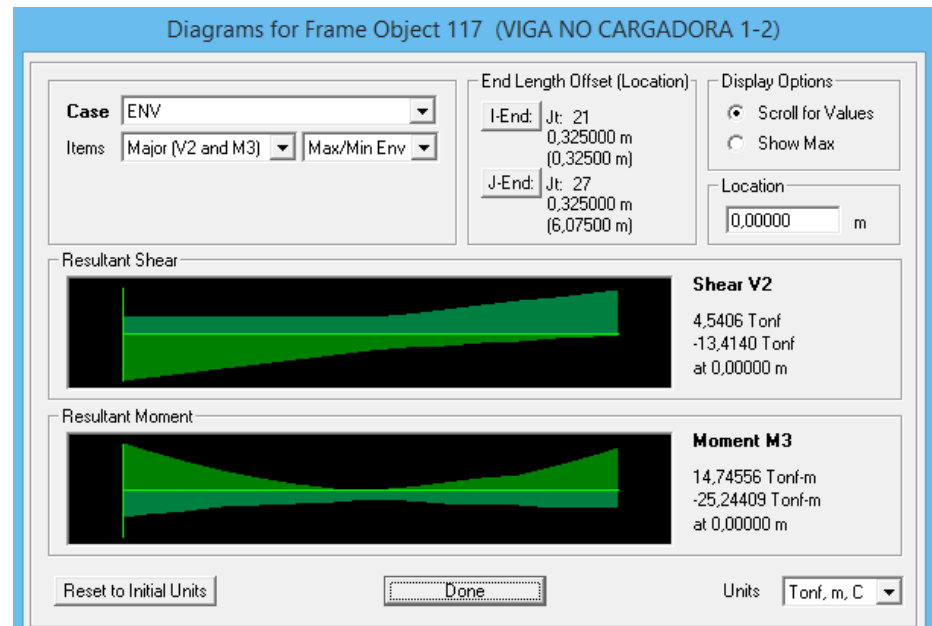


Figura.- Diagrama de momento de las vigas. princ. de pisos 1-2 Eje Y edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E., Del Sap 2000

$$\Phi_b M_n = 44,22 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 25,24 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 65,61 \text{ Ton}$$

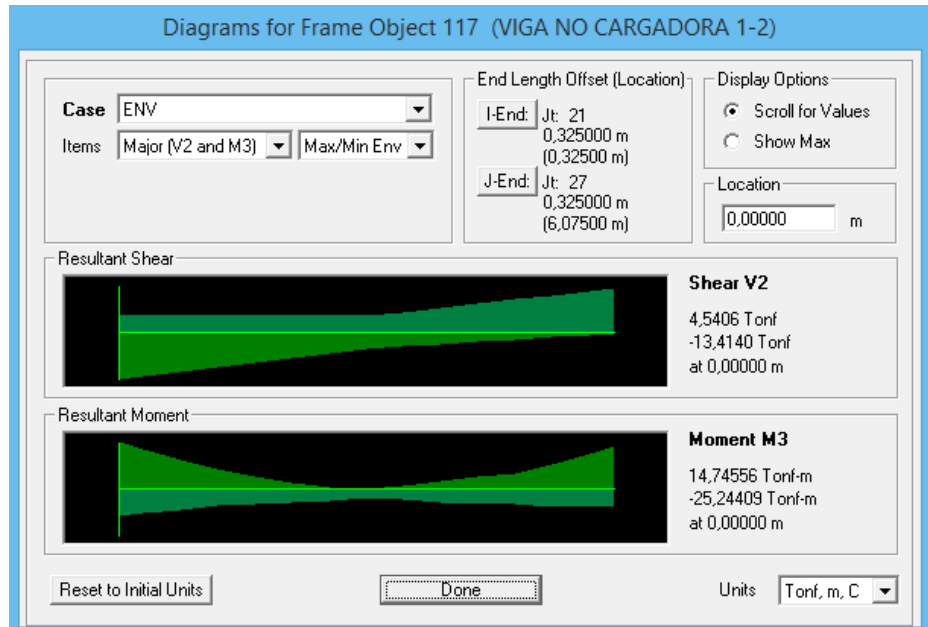


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas. princ. del pisos 1-2 Eje Y edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E., Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 65,61 \text{ Ton} > V_u = 13,41 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{640}{20} \text{ cm}$$

$$48,00 \text{ cm} > 32,00 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

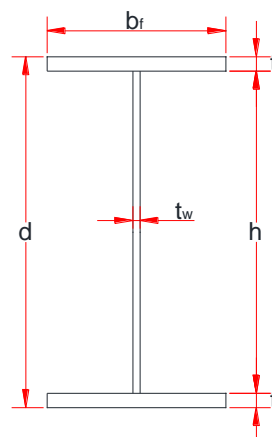
“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Descripción: Diseño de la vigas principales del eje Y
 Piso: Vigas de los pisos 3-4
 Edificio: Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de las vigas principales pisos 3-4 eje Y edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

bf	20 cm
tf	1,5 cm
d	43 cm
tw	1 cm
h	40 cm



Longitud de la viga 6,40 m

Tabla XXV.- Propiedades de las vigas principales pisos 3-4 eje Y edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

A	100,00 cm ²	Área
I _x	31178,33 cm ⁴	Inercia en X
I _y	2003,33 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	1450,16 cm ³	Módulo de sección X
S _y	200,33 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	1645,00 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	310,00 cm ³	Módulo de plástico Y
J	58,33 cm ⁴	Constante torsional
r _x	17,66 cm	Radio de giro x
r _y	4,48 cm	Radio de giro y
C _w	800000,00 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts2}	27,61 cm ²	
r _{ts}	5,25 cm	Radio de torsión

c	1,00	Para perfiles I
ho	41,50 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
Fy	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,28$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 2,67$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,07$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 1,78$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 6,66$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \text{ ; OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 40$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \text{ ; OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 223,58 \text{ cm} = 2,24 \text{ m}$$

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

$$= 690,29 \text{ cm} = 6,90 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\Phi_b M_n = 28,12 \text{ Ton} - \text{m}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

NO ES EL CASO

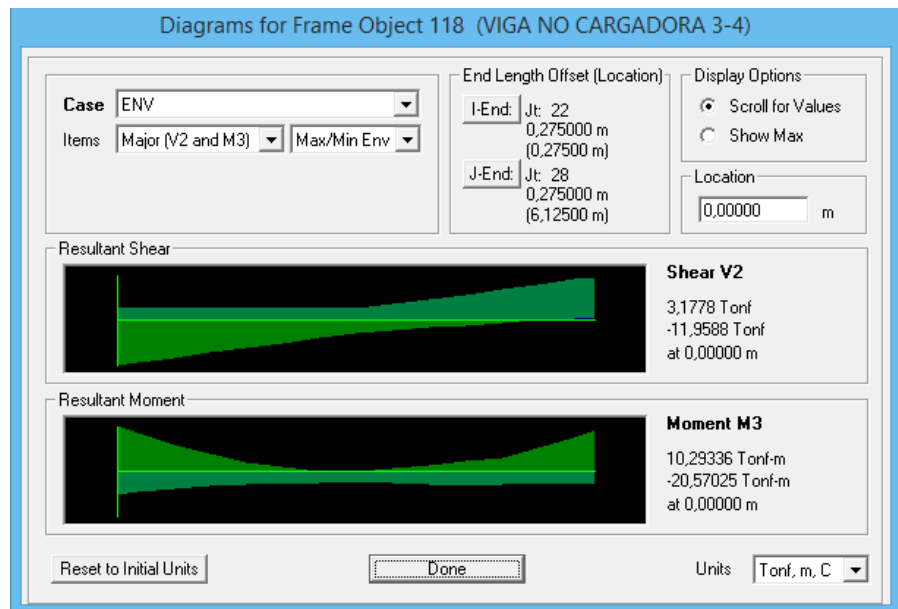


Figura.- Diagrama de momento de las vigas. princ. de pisos 3-4 Eje Y edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E., Del Sap 2000

$$\phi_b M_n = 28,12 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 20,57 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 58,77 \text{ Ton}$$

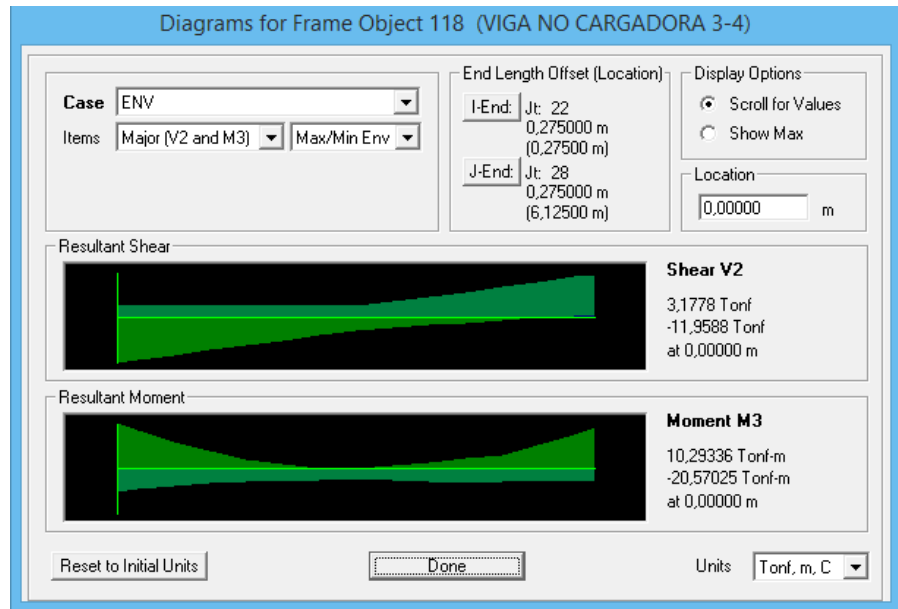


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas. princ. del pisos 3-4 Eje Y edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.,.Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 58,77 \text{ Ton} > V_u = 11,95 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{640}{20} \text{ cm}$$

$$43,00 \text{ cm} > 32,00 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

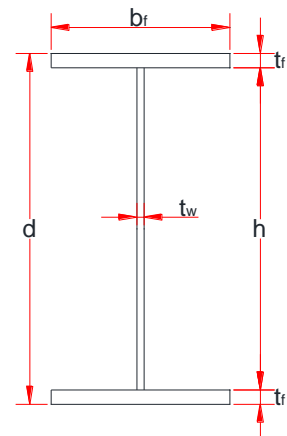
“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Descripción: Diseño de las vigas principales del eje Y
 Piso: Vigas de los pisos 5
 Edificio: Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de las vigas principales piso 5 eje Y edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

bf	18 cm
tf	1,5 cm
d	38 cm
tw	1 cm
h	35 cm



Longitud de la viga 6,40 m

Tabla XXV.- Propiedades de las vigas principales piso 5 eje Y edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

A	89,00 cm ²	Área
I _x	21568,42 cm ⁴	Inercia en X
I _y	1460,92 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	1135,18 cm ³	Módulo de sección X
S _y	162,32 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	1291,75 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	251,75 cm ³	Módulo de plástico Y
J	52,17 cm ⁴	Constante torsional
r _x	15,57 cm	Radio de giro x
r _y	4,05 cm	Radio de giro y
C _w	446512,50 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts} ²	22,50 cm ²	
r _{ts}	4,74 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I

ho	36,50 cm	Distancia entre centroides de alas
----	----------	------------------------------------

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
Fy	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,30$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 2,67$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,07$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 1,78$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 6,00$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \quad ; \text{ OK, } \quad \text{Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 35$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \quad ; \text{ OK, } \quad \text{Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 202,38 \text{ cm} = 2,02 \text{ m}$$

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

$$= 660,06 \text{ cm} = 6,60 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\Phi_b M_n = 21,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

NO ES EL CASO

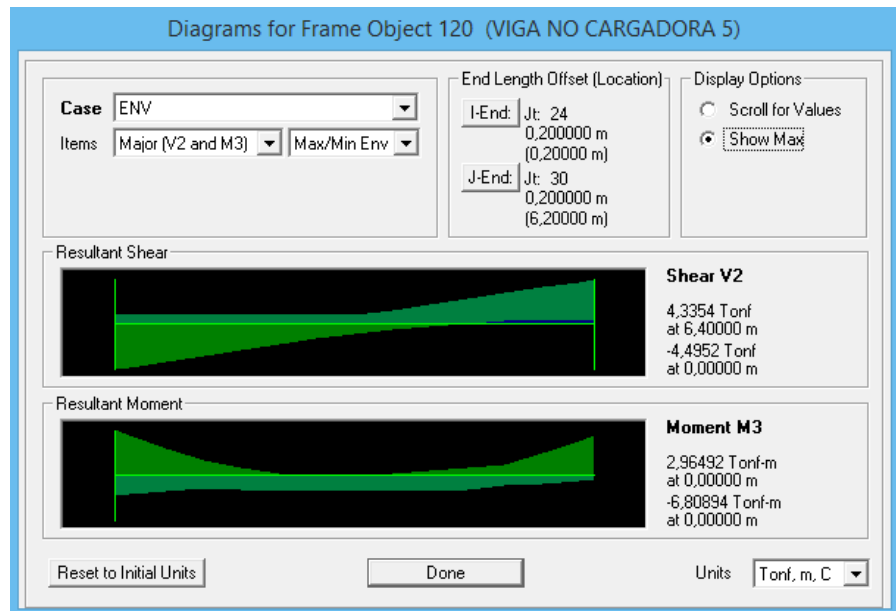


Figura.- Diagrama de momento de las vigas. princ. de piso 5 eje Y edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E., Del Sap 2000

$$\Phi_b M_n = 21,20 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 7,08 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 51,94 \text{ Ton}$$

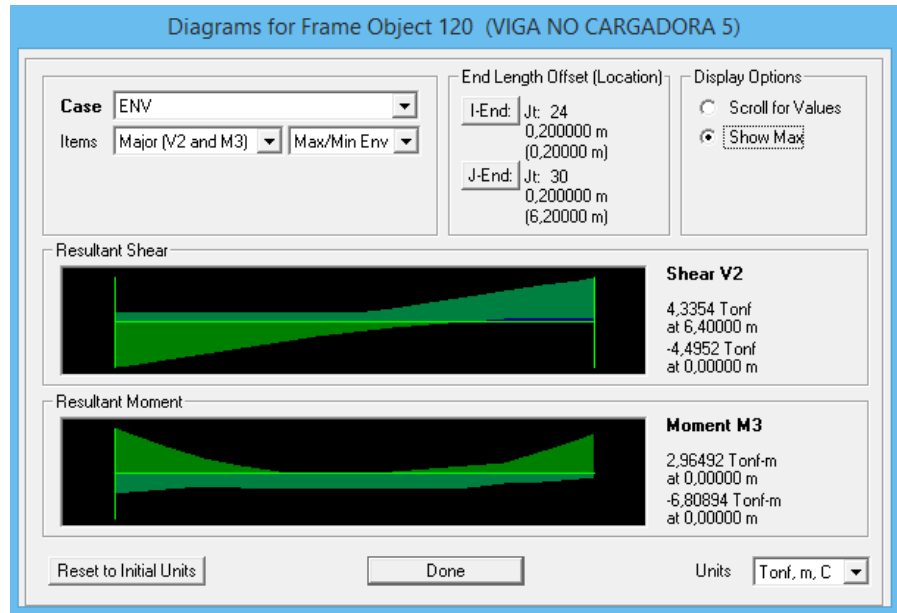


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas. princ. del piso 5 eje Y edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.,.Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 51,94 \text{ Ton} > V_u = 4,35 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{640}{20} \text{ cm}$$

$$38,00 \text{ cm} > 32,00 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

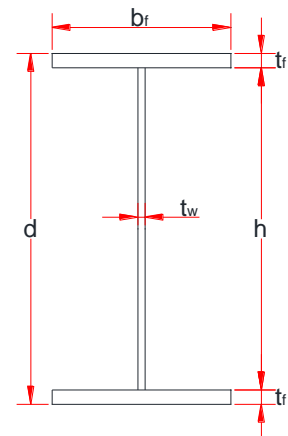
“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Descripción: Diseño de las vigas principales del eje X
 Piso: Vigas de los pisos 1-2
 Edificio: Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.

Tabla XXV.- Dimensiones del perfil de las vigas principales pisos 1-2 eje X edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

bf	30 cm
tf	2 cm
d	54 cm
tw	1 cm
h	50 cm



Longitud de la viga 7,65 m

Tabla XXV.- Propiedades de las vigas principales pisos 1-2 eje X edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

A	170,00 cm ²	Área
I _x	91576,67 cm ⁴	Inercia en X
I _y	9004,17 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	3391,73 cm ³	Módulo de sección X
S _y	600,28 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	3745,00 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	912,50 cm ³	Módulo de plástico Y
J	176,67 cm ⁴	Constante torsional
r _x	23,21 cm	Radio de giro x
r _y	7,28 cm	Radio de giro y
C _w	5625000,00 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts2}	66,35 cm ²	
r _{ts}	8,15 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I

ho	52,00 cm	Distancia entre centroides de alas
----	----------	---------------------------------------

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
Fy	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,76$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 3,19$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,24$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 2,13$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 7,50$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \quad ; \text{ OK, } \quad \text{Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 50$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \quad ; \text{ OK, } \quad \text{Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 765 \text{ cm} = 7,65 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 363,54 \text{ cm} = 3,64 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E} * \frac{S_x * h_o}{J * c}\right)^2}}$$
$$= 1077,25 \text{ cm} = 10,77 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\Phi_b M_n = 77,23 \text{ Ton} - \text{m}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

NO ES EL CASO

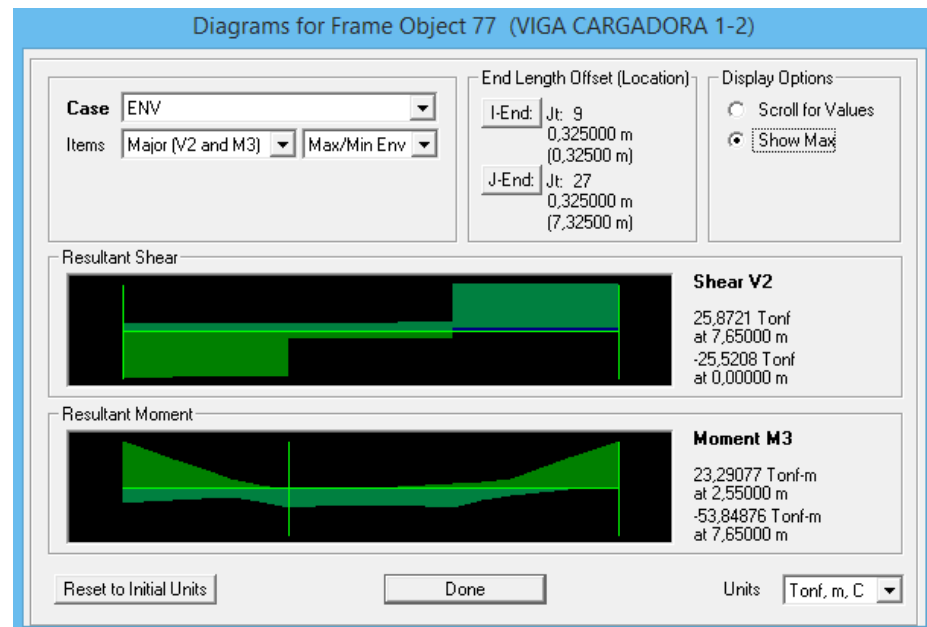


Figura.- Diagrama de momento de las vigas. princ. de piso 1-2 eje X Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E., Del Sap 2000

$$\phi_b M_n = 77,23 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 53,84 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 73,81 \text{ Ton}$$

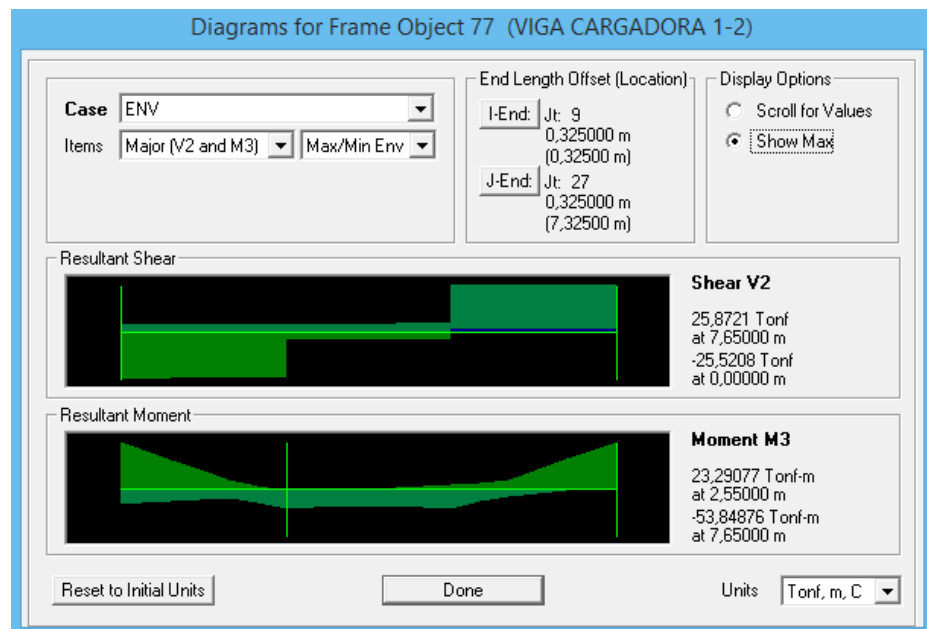


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas. princ. del piso 1-2 eje X Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E., Del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 73,81 \text{ Ton} > V_u = 25,87 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{765}{20} \text{ cm}$$

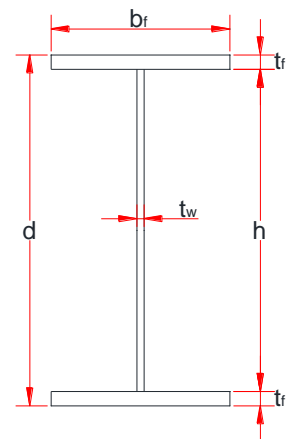
$$54,00 \text{ cm} > 38,25 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Descripción: Diseño de la vigas principales del eje X
 Piso: Vigas de los pisos 3-4
 Edificio: Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.

bf	25 cm
tf	2 cm
d	49 cm
tw	1 cm
h	45 cm



Longitud de la viga 7,65 m

A	145,00 cm ²	Área
I _x	62852,08 cm ⁴	Inercia en X
I _y	5212,08 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	2565,39 cm ³	Módulo de sección X
S _y	416,97 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	2856,25 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	636,25 cm ³	Módulo de plástico Y
J	148,33 cm ⁴	Constante torsional
r _x	20,82 cm	Radio de giro x
r _y	6,00 cm	Radio de giro y
C _w	2636718,75 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts2}	45,70 cm ²	
r _{ts}	6,76 cm	Radio de torsión

c	1,00	Para perfiles I
ho	47,00 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E	2038,9 T/cm ²	29000 Ksi
Fy	2,5311 T/cm ²	36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 1,09$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 3,19$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,31$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 2,13$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 6,25$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 \text{ ; OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 45$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \text{ ; OK, Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 765 \text{ cm} = 7,65 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 299,49 \text{ cm} = 2,99 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E} * \frac{S_x * h_o}{J * c}\right)^2}}$$
$$= 935,44 \text{ cm} = 9,35 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

$$\Phi_b M_n = 54,02 \text{ Ton} - \text{m}$$

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}} \right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

NO ES EL CASO

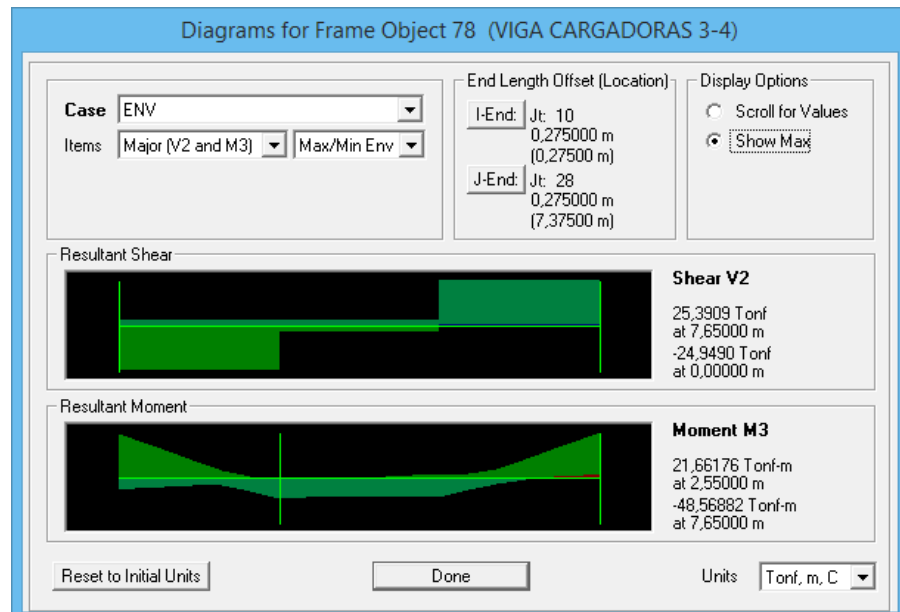


Figura.- Diagrama de momento de las vigas. princ. de piso 3-4 eje X Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E. del Sap 2000

$$\phi_b M_n = 54,02 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 48,56 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\phi_v V_n = \phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\phi_v V_n = 66,97 \text{ Ton}$$

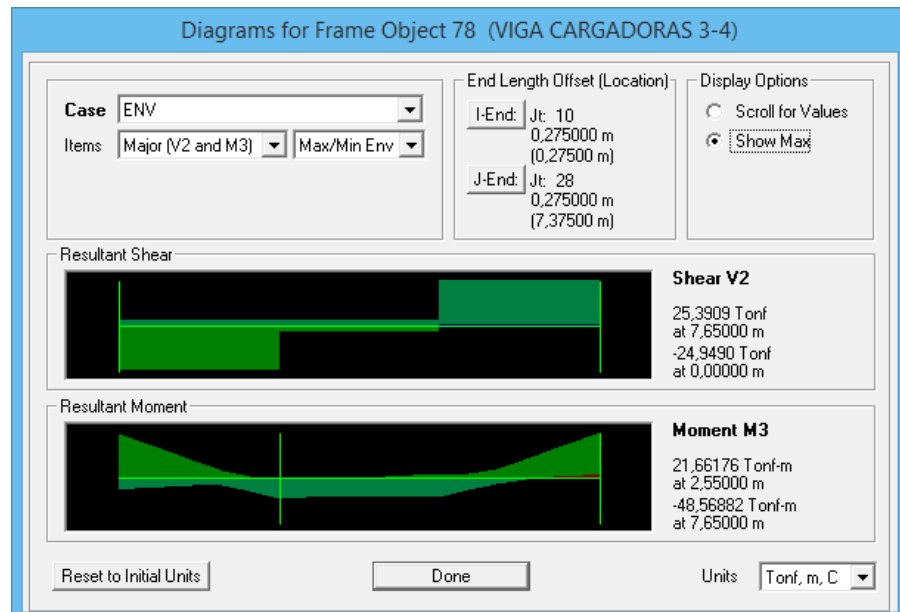


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas. princ. del piso 3-4 eje X Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E. del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 66,97 \text{ Ton} > V_u = 25,87 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{765}{20} \text{ cm}$$

$$49,00 \text{ cm} > 38,25 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

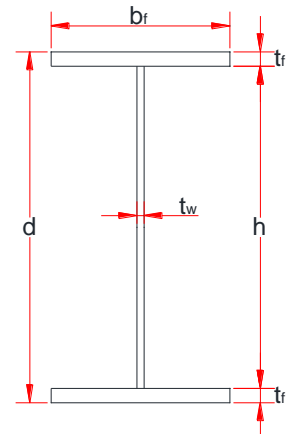
“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño estructural de edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Descripción: Diseño de la vigas principales del eje X
 Piso: Vigas del piso 5

Edificio: Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E.

bf	18 cm
tf	2 cm
d	44 cm
tw	1 cm
h	40 cm



Longitud de la viga 7,65 m

A	112,00 cm ²	Área
I _x	37109,33 cm ⁴	Inercia en X
I _y	1947,33 cm ⁴	Inercia en Y
S _x	1686,79 cm ³	Módulo de sección X
S _y	216,37 cm ³	Módulo de sección Y
Z _x	1912,00 cm ³	Módulo de plástico X
Z _y	334,00 cm ³	Módulo de plástico Y
J	109,33 cm ⁴	Constante torsional
r _x	18,20 cm	Radio de giro x
r _y	4,17 cm	Radio de giro y
C _w	777600,75 cm ⁶	Constante de alabeo
r _{ts} ²	23,07 cm ²	
r _{ts}	4,80 cm	Radio de torsión
c	1,00	Para perfiles I
h _o	42,00 cm	Distancia entre centroides de alas

Propiedades del acero

E 2038,9 T/cm²

29000 Ksi

F_y 2,5311 T/cm²

36 Ksi

DISEÑO POR METODO LRFD

Paso 1: Verificar Δ_{max}

Por carga muerta + carga viva, D + L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,87$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$

$\Delta_{adm} = 3,19$ cm ; OK, Cumple

Solo por carga viva, L

Del Sap 2000 el valor de $\Delta_{max} = 0,21$ cm

La deformacion admisible; $\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$;

$\Delta_{adm} = 2,13$ cm ; OK, Cumple

Paso 2: Comprobar que la sección sea sísmicamente compacta

ALA

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 4,50$$

$$\lambda_p = 0,30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,51 ; \text{OK, Cumple}$$

ALMA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 40,00$$

$$\lambda_p = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,54 \quad ; \text{ OK, } \quad \text{Cumple}$$

Paso 3: Verificar resistencia a la flexión

$$L_b = 765 \text{ cm} = 7,65 \text{ m}$$

Fórmulas para vigas compactas

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 208,29 \text{ cm} = 2,08 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E} * \frac{S_x * h_o}{J * c}\right)^2}}$$
$$= 705,07 \text{ cm} = 7,05 \text{ m}$$

CASO A: Fluencia (pandeo plástico)

$$L_b \leq L_p$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b M_p = \Phi_b * F_y * Z_x$$

NO ES EL CASO

CASO B: Pandeo torsional lateral (pandeo inelástico)

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * C_b * \left[M_p - (M_p - 0,70 F_y S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \Phi_b M_p$$

$$C_b = 1,14$$

NO ES EL CASO

CASO C: Pandeo torsional lateral (pandeo elástico)

$$L_b > L_r$$

$$\Phi_b M_n = \Phi_b * \frac{C_b * \pi^2}{\left(\frac{L_b}{L_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{L_{ts}}\right)^2} * S_x \leq \Phi_b M_p$$

$$\Phi_b M_n = 27,64 \text{ Ton} - \text{m}$$

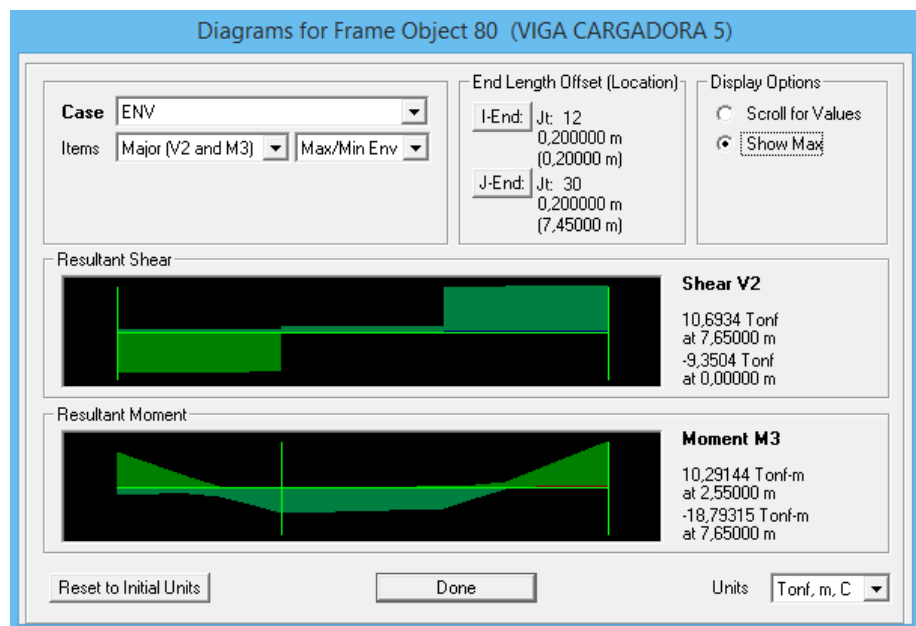


Figura.- Diagrama de momento de las vigas. princ. de piso 5 eje X Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E. del Sap 2000

$$\Phi_b M_n = 27,64 \text{ Ton} - \text{m} > M_n = 18,79 \text{ Ton} - \text{m} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 4: Verificar resistencia a cortante

$$\Phi_v V_n = \Phi_b * (0,60 * F_y * A_w * C_v) ; A_w = d * t_w$$

$$\Phi_v V_n = 60,14 \text{ Ton}$$

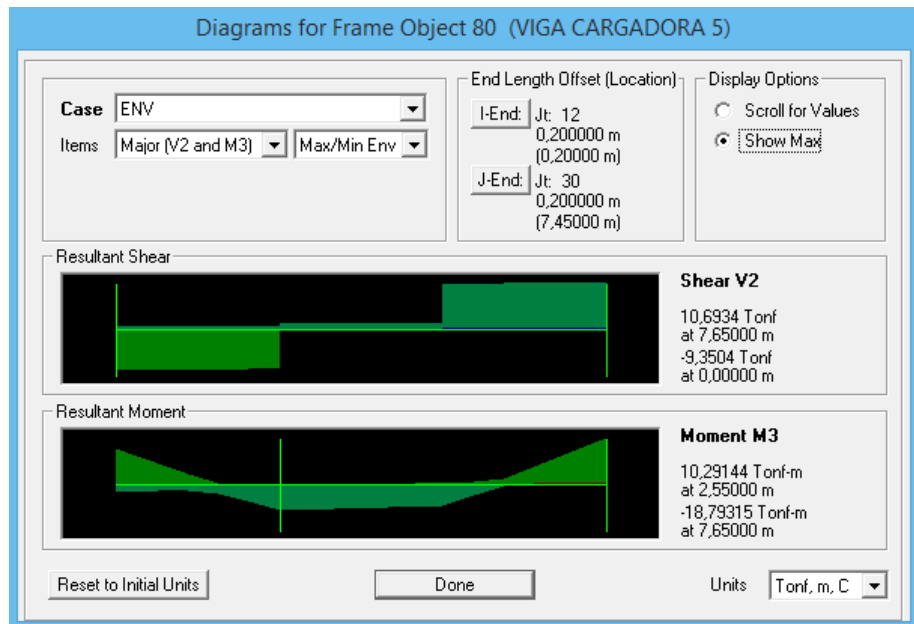


Figura.- Diagrama de cortante de las vigas. princ. del piso 5 eje X Edificio de Col. H.A. y Vigas de A.E. del Sap 2000

$$\phi_v V_n = 60,14 \text{ Ton} > V_u = 10,63 \text{ Ton} ; \text{OK, Cumple}$$

Paso 5: Verificación de vibraciones

$$d > \frac{L}{20} = \frac{765}{20} \text{ cm}$$

$$44,00 \text{ cm} > 38,25 \text{ cm}; \text{OK, Cumple}$$

“LA VIGA ES SATISFACTORIA”

Diseño de las columnas del edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Combinaciones	Pu (ton)	Mu (ton * m)
$U = 1.2D + 1.6L$	327.90	0.14
$U = 1.2D + L \pm E$	279.43	28.26
$U = 0.9D \pm E$	148.10	28.20
Envolvente	327.90	28.26
Pu_{max} (ton)	328.00	
Mu_{max} (ton * m)	28.26	

Datos	
d (cm)	59.00
Recubrimiento (mm)	40.00
h_{viga} (cm)	54.00
H (cm)	400.00
f_y (kg/cm ²)	4200
f'_c (kg/cm ²)	280
$h_{columna}$ (cm)	75
$b_{columna}$ (cm)	75

Paso1: Revisar dimensiones de secciones

e. Las columnas son parte del sistema estructural resistente a cargas sísmicas.

$$f. \quad P_u > \frac{A_g \cdot f'_c}{10} = \frac{65 \cdot 65 \cdot 280}{10} = 118.3 \text{ ton}$$

$$P_u = 328.00 \text{ ton} > 118.3 \text{ ton} \rightarrow \text{Ok.}$$

$$g. \quad \frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión en dirección ortogonal}} > 0.40$$

$$\frac{65}{65} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{Ok.}$$

h. Dimensión menor de la sección transversal > 30 cm.

$$65 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Ok.}$$

Paso 2: Determinar el refuerzo longitudinal requerido.

- $0.01 < \rho_g < 0.03 \rightarrow \rho_g = 0.011$
- $A_{S_{\text{req}}} = \rho_g * b * h = 0.011 * 65 * 65 = 46.48 \text{ cm}^2$
- Asumir $\emptyset_{\text{varilla}} = 25 \text{ mm.} \rightarrow A_{\emptyset 25} = 4.91 \text{ cm}^2$
- $\# \text{varillas} = \frac{46.48}{4.91} = 9.47 \approx 10 \emptyset 25 \text{ mm}$
- $A_{S_{\text{disp.}}} = A_{\emptyset 25} * \# \text{varillas} = 4.91 * 10 = 49.09 \text{ cm}^2$
- $A_{S_{\text{disp.}}} > A_{S_{\text{req}}}; 49.09 > 46.48 \rightarrow \text{Ok.}$
- $\rho_{\text{disp.}} = \frac{A_s}{b * h} = \frac{49.09}{65 * 65} = 0.012; 0.01 < \rho_{\text{disp.}} < 0.03 \rightarrow \text{Ok.}$
- $\frac{P_u}{A_g * f'_c} = \frac{328 * 1000}{65 * 65 * 280} = 0.28$
- $\frac{M_u}{A_g * f'_c * h} = \frac{28.26 * 10^5}{65 * 65 * 280 * 65} = 0.04$
- $w = \rho * \frac{f_y}{f'_c} = 0.012 * \frac{4200}{280} = 0.18.$
- $\phi M_n = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w)$

$$\varphi M_n = \frac{0.9 * 65 * 59^2 * 280 * 0.18 * (1 - 0.59 * 0.18)}{10^5}$$

$$= 89.15 \text{ ton} * \text{m}$$

Paso 3: Criterio columna fuerte viga débil.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Dirección X

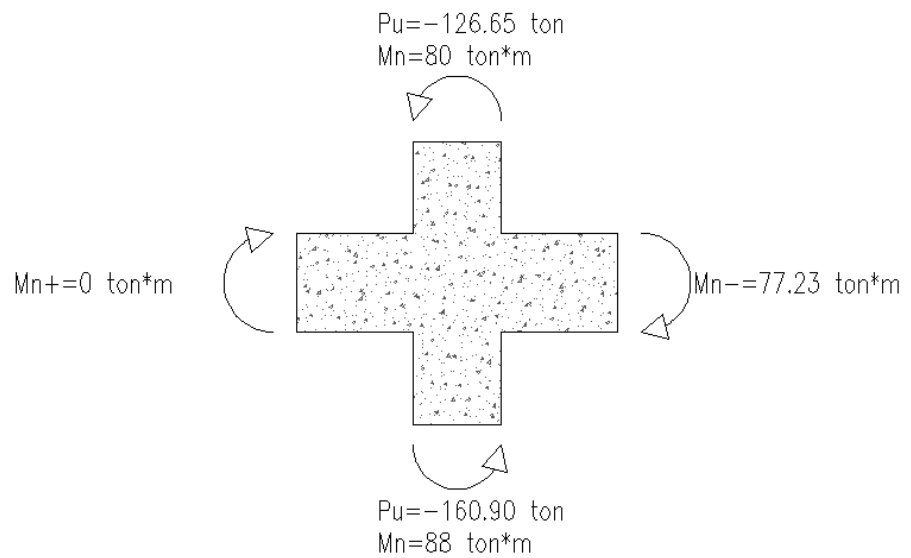


Figura.- Momentos en la unión de las columnas piso 1-2 edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

Dirección X			
		Superior	Inferior
SAP	Pd	-126.00	-160.00
	PE	-0.65	-0.90

	Pn	-126.65	-160.90
D.I	Mn	80.00	88.00
ΣMnc	168.00	1.2*ΣMnb	92.68

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} = 168.00 \geq 92.68 \rightarrow Ok.$$

Paso 5: Determinar el refuerzo transversal.

c. Refuerzo de confinamiento.

El refuerzo transversal para confinamiento debe suministrarse en una longitud L_o .

$$L_o \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{6} \text{ de la altura libre del elemento.} = \frac{1}{6} * (400 - 65) = 57.67 \text{ cm} \\ \text{Maxima dimension de la seccion transversal.} = 65 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$L_o = 65 \text{ cm.}$$

Espaciamiento máximo de estribos.

$$S_{m\acute{a}x} \left\{ \begin{array}{l} 100 \text{ mm} \\ 6d_b \text{ refuerzo longitud menor} = 6 * 25 = 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$S_{m\acute{a}x} = 100 \text{ mm.}$$

Área de refuerzo transversal mínima.

$$b_c = 65 - 2 \left(4 + \frac{1.2}{2} \right) = 55.80 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = (65 - 2 * 4)^2 = 3249 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_{min}} \geq \begin{cases} 0.3 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] = 0.3 * \frac{10 * 55.80 * 280}{4200} * \left[\frac{4225}{3249} - 1 \right] = 3.35 \\ 0.09 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} = 0.09 * \frac{10 * 55.80 * 280}{4200} = 3.35 \end{cases}$$

$$A_{sh_{min}} = 3.35 \text{ cm}^2$$

Asumimos estribos $\emptyset 12$ mm; $A_{\emptyset 12} = 1.13 \text{ cm}^2$

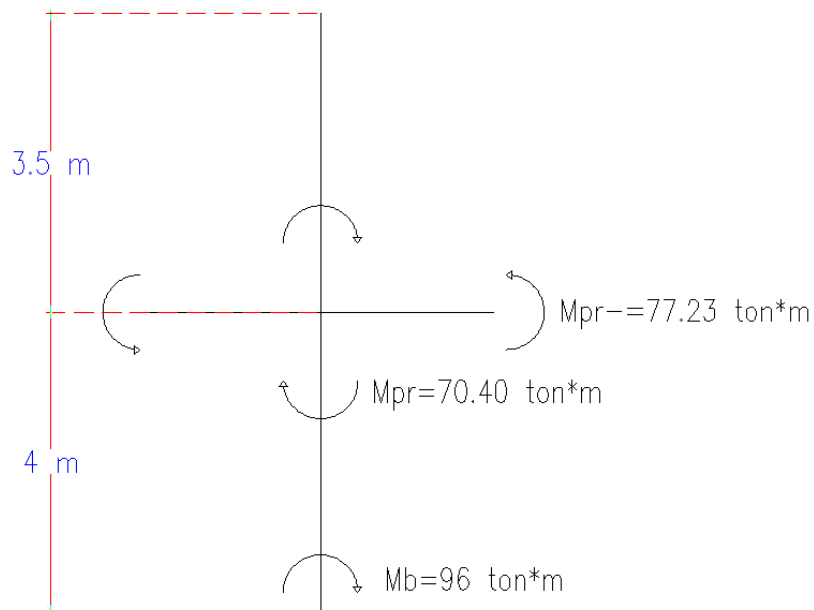
$$A_{sh} = 1.13 * 4 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$A_{sh} > A_{sh_{min}}$; $4.52 > 3.35 \rightarrow \text{Ok}$.

d. Refuerzo transversal para cortante

- Factor de reducción de resistencia = 1
- $f_y = 1.25 * 4200 = 5250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- La máxima resistencia probable a la flexión que puede desarrollarse en la columna conservadoramente se asume que corresponde al punto de balance de la columna en el diagrama de interacción.
 $M_b = 96 \text{ ton} * \text{m}$.

Dirección X



$$M_{pr} = 2 * 77.23 * \left(\frac{3.5}{3.5 + 4} \right) = 70.40 \text{ ton} * \text{m}$$

$$V_u = \frac{70.40 + 96}{4 - 0.54} = 48.09 \text{ ton.}$$

Ambos cortantes son mayores a los obtenidos en el análisis.

Como $P_u > \frac{A_g * f'_c}{20} = 59.15 \text{ ton.}$ la resistencia del concreto a ser usada será:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right)$$

Conservadoramente N_u será la carga axial mínima dadas por el análisis

$$V_c = 0.53\sqrt{280} * 65 * 59 * \left(1 + \frac{148100}{140 * 65 * 65} \right) = 42.53 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{4 * 1.13 * 4200 * 59}{10} = 112.10 \text{ ton}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.75 * (42.53 + 112.10) = 115.97 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi(V_c + V_s); 48.09 < 115.97 \rightarrow \text{Ok.}$$

Paso 6: Longitud de traslape.

Longitud de traslape clase b es igual a $1.3L_d$

$$L_d = \left(\frac{1}{3.5} * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\alpha * \beta * \gamma * \lambda}{\frac{c + K_{tr}}{d_b}} \right) * d_b$$

$$\alpha = 1; \beta = 1; \gamma = 1; \lambda = 1$$

$$c = 4 + 1.2 + \frac{2.5}{2} = 6.45 \text{ cm}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} < 2.5$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} * f_{yt}}{105 * S * n} = \frac{4 * 1.13 * 4200}{105 * 10 * 4} = 4.52$$

$$\frac{6.45 + 4.52}{2.5} = 4.39 > 2.5 \rightarrow \text{usar } 2.5$$

$$L_d = \frac{1}{3.5} * \frac{4200}{\sqrt{280}} * \frac{1 * 1 * 1 * 1}{2.5} * 2.5 = 72 \text{ cm.}$$

$$1.3L_d = 1.3 * 72 = 95 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Diseño de columna interior Piso 3 y 4 (Edificio mixto).

Combinaciones	Pu (ton)	Mu (ton * m)
U = 1.2D + 1.6L	176.62	0.11
U = 1.2D + L ± E	150.75	12.35
U = 0.9D ± E	80.30	12.40
Envolvente	176.62	12.45

$P_{u_{max}}$ (ton)	177
$M_{u_{max}}$ (ton * m)	12.45

Datos	
d (cm)	49.00
Recubrimiento (mm)	40.00
h_{viga} (cm)	49.00
H (cm)	350.00
f_y (kg/cm²)	4200
f'_c (kg/cm²)	280
$h_{columna}$ (cm)	55
$b_{columna}$ (cm)	55

Paso 1: Revisar dimensiones de secciones

i. Las columnas son parte del sistema estructural resistente a cargas sísmicas.

j.
$$P_u > \frac{A_g \cdot f'_c}{10} = \frac{55 \cdot 55 \cdot 280}{10} = 84.70 \text{ ton}$$

$$P_u = 177.00 \text{ ton} > 84.70 \text{ ton} \rightarrow \text{Ok.}$$

k.
$$\frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión en dirección ortogonal}} > 0.40$$

$$\frac{55}{55} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{Ok.}$$

l. Dimensión menor de la sección transversal > 30 cm.
55 cm > 30 cm → Ok.

Paso 2: Determinar el refuerzo longitudinal requerido.

- $0.01 < \rho_g < 0.03 \rightarrow \rho_g = 0.011$
- $A_{S_{req}} = \rho_g * b * h = 0.011 * 55 * 55 = 33.28 \text{ cm}^2$
- Asumir $\emptyset_{\text{varilla}} = 25 \text{ mm.} \rightarrow A_{\emptyset 25} = 4.91 \text{ cm}^2$
- $\# \text{varillas} = \frac{33.28}{4.91} = 6.78 \approx 8\emptyset 25 \text{ mm}$
- $A_{S_{disp.}} = A_{\emptyset 25} * \# \text{varillas} = 4.91 * 8 = 39.27 \text{ cm}^2$
- $A_{S_{disp.}} > A_{S_{req}}; 39.27 > 33.28 \rightarrow \text{Ok.}$
- $\rho_{disp.} = \frac{A_s}{b * h} = \frac{39.27}{55 * 55} = 0.013; 0.01 < \rho_{disp.} < 0.03 \rightarrow \text{Ok.}$
- $\frac{P_u}{A_g * f'_c} = \frac{177 * 1000}{55 * 55 * 280} = 0.21$
- $\frac{M_u}{A_g * f'_c * h} = \frac{12.45 * 10^5}{55 * 55 * 280 * 55} = 0.03$
- $w = \rho * \frac{f_y}{f'_c} = 0.013 * \frac{4200}{280} = 0.19.$
- $\phi M_n = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w)$

$$\varphi M_n = \frac{0.9 * 55 * 49^2 * 280 * 0.19 * (1 - 0.59 * 0.19)}{10^5}$$

$$= 57.36 \text{ ton} * \text{m}$$

Paso 3: Criterio columna fuerte viga débil.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Dirección X

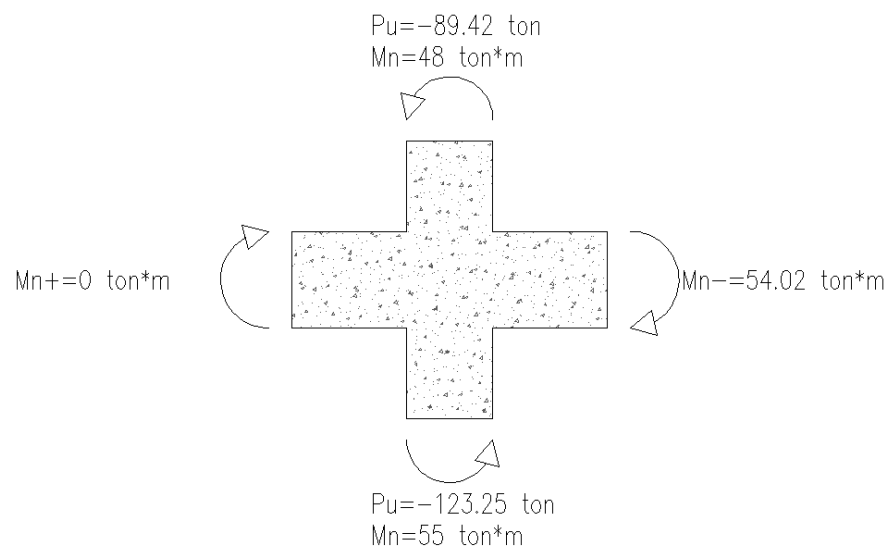


Figura.- Momentos en la unión de las columnas piso 3-4 edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

Dirección X		Superior	Inferior
SAP	Pd	-89.00	-122.60

	PE	-0.42	-0.65
	Pn	-89.42	-123.25
D.I	Mn	48.00	55.00
ΣM_{nc}	103.00	$1.2 * \Sigma M_{nb}$	64.82

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} = 103 \geq 64.82 \rightarrow \text{Ok.}$$

Paso 5: Determinar el refuerzo transversal.

e. Refuerzo de confinamiento.

El refuerzo transversal para confinamiento debe suministrarse en una longitud L_o .

$$L_o \begin{cases} \frac{1}{6} \text{ de la altura libre del elemento.} = \frac{1}{6} * (400 - 49) = 50.17 \text{ cm} \\ \text{Maxima dimension de la seccion transversal.} = 65 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L_o = 55 \text{ cm.}$$

Espaciamiento máximo de estribos.

$$S_{m\acute{a}x} \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 6d_b \text{ refuerzo longitud menor} = 6 * 25 = 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 100 \text{ mm.}$$

Área de refuerzo transversal mínima.

$$b_c = 55 - 2 \left(4 + \frac{1.2}{2} \right) = 45.80 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = (55 - 2 * 4)^2 = 2209 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_{min}} \geq \begin{cases} 0.3 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] = 0.3 * \frac{10 * 45.80 * 280}{4200} * \left[\frac{3025}{2209} - 1 \right] = 3.38 \\ 0.09 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} = 0.09 * \frac{10 * 45.80 * 280}{4200} = 2.75 \end{cases}$$

$$A_{sh_{min}} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Asumimos estribos $\emptyset 12 \text{ mm}$; $A_{\emptyset 12} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$A_{sh} = 1.13 * 4 = 4.52 \text{ cm}^2$$

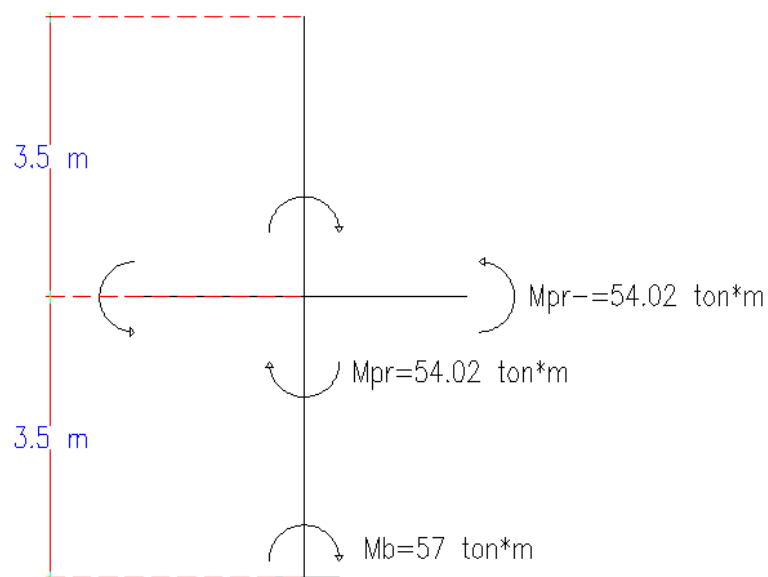
$A_{sh} > A_{sh_{min}}$; $4.52 > 3.38 \rightarrow \text{Ok}$.

f. Refuerzo transversal para cortante

- Factor de reducción de resistencia = 1
- $f_y = 1.25 * 4200 = 5250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- La máxima resistencia probable a la flexión que puede desarrollarse en la columna conservadoramente se asume que corresponde al punto de balance de la columna en el diagrama de interacción.

$$M_b = 57 \text{ ton} * \text{m}.$$

Dirección X



$$M_{pr} = 2 * 54.02 * \left(\frac{3.5}{3.5 + 3.5} \right) = 54.02 \text{ ton} * \text{m}$$

$$V_u = \frac{54.02 + 57}{4 - 0.49} = 36.88 \text{ ton.}$$

Ambos cortantes son mayores a los obtenidos en el análisis.

Como $P_u > \frac{A_g * f'_c}{20} = 59.15 \text{ ton.}$ la resistencia del concreto a ser usada será:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right)$$

Conservadoramente N_u será la carga axial mínima dadas por el análisis

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} * 55 * 49 * \left(1 + \frac{80300}{140 * 55 * 55} \right) = 28.43 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{4 * 1.13 * 4200 * 49}{10} = 93.10 \text{ ton}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.75 * (28.43 + 93.10) = 91.15 \text{ ton}$$

$$V_u < \phi(V_c + V_s); 36.88 < 91.15 \rightarrow \text{Ok.}$$

Paso 6: Longitud de traslape.

Longitud de traslape clase b es igual a $1.3L_d$

$$L_d = \left(\frac{1}{3.5} * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\alpha * \beta * \gamma * \lambda}{\frac{c + K_{tr}}{d_b}} \right) * d_b$$

$$\alpha = 1; \beta = 1; \gamma = 1; \lambda = 1$$

$$c = 4 + 1.2 + \frac{2.5}{2} = 6.45 \text{ cm}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} < 2.5$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} * f_{yt}}{105 * S * n} = \frac{4 * 1.13 * 4200}{105 * 10 * 4} = 4.52$$

$$\frac{6.45 + 4.52}{2.5} = 4.39 > 2.5 \rightarrow \text{usar } 2.5$$

$$L_d = \frac{1}{3.5} * \frac{4200}{\sqrt{280}} * \frac{1 * 1 * 1 * 1}{2.5} * 2.5 = 72 \text{ cm.}$$

$$1.3L_d = 1.3 * 72 = 95 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Diseño de columna interior Piso 5 (Edificio mixto).

Combinaciones	Pu (ton)	Mu (ton * m)
$U = 1.2D + 1.6L$	30.10	0.40
$U = 1.2D + L \pm E$	26.85	3.50
$U = 0.9D \pm E$	16.00	3.30
Envolvente	30.10	3.50
Pu_{max} (ton)	30.10	
Mu_{max} (ton * m)	3.50	

Datos	
d (cm)	34.00
Recubrimiento (mm)	40.00
h_{viga} (cm)	44.00
H (cm)	350.00
f_y (kg/cm ²)	4200
f'_c (kg/cm ²)	280
$h_{columna}$ (cm)	40
$b_{columna}$ (cm)	40

Paso 1: Revisar dimensiones de secciones

m. Las columnas son parte del sistema estructural resistente a cargas sísmicas.

n. $P_u > \frac{A_g \cdot f'_c}{10} = \frac{40 \cdot 40 \cdot 280}{10} = 44.80 \text{ ton}$

$P_u = 30.10 \text{ ton} < 44.80 \text{ ton}$

→ No cumple, pero se diseñara como columna.

o. $\frac{\text{Dimensión menor de la sección transversal}}{\text{Dimensión en dirección ortogonal}} > 0.40$

$$\frac{40}{40} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{Ok.}$$

p. Dimensión menor de la sección transversal > 30 cm.
 40 cm > 30 cm \rightarrow Ok.

Paso 2: Determinar el refuerzo longitudinal requerido.

- $0.01 < \rho_g < 0.03 \rightarrow \rho_g = 0.011$

- $A_{s_{\text{req}}} = \rho_g * b * h = 0.011 * 40 * 40 = 17.60 \text{ cm}^2$

- Asumir $\phi_{\text{varilla}} = 20$ mm. $\rightarrow A_{\phi 25} = 3.14 \text{ cm}^2$

- $\#\text{varillas} = \frac{17.60}{3.14} = 5.60 \approx 8\phi 20$ mm

- $A_{s_{\text{disp.}}} = A_{\phi 25} * \#\text{varillas} = 3.14 * 8 = 25.13 \text{ cm}^2$

- $A_{s_{\text{disp.}}} > A_{s_{\text{req}}}; 25.13 > 17.60 \rightarrow \text{Ok.}$

- $\rho_{\text{disp.}} = \frac{A_s}{b * h} = \frac{25.13}{40 * 40} = 0.016; 0.01 < \rho_{\text{disp.}} < 0.03 \rightarrow \text{Ok.}$

- $\frac{P_u}{A_g * f'_c} = \frac{30.10 * 1000}{40 * 40 * 280} = 0.07$

- $\frac{M_u}{A_g * f'_c * h} = \frac{3.50 * 10^5}{40 * 40 * 280 * 40} = 0.02$

- $w = \rho * \frac{f_y}{f'_c} = 0.016 * \frac{4200}{280} = 0.24$

- $\phi M_n = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w)$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 40 * 36^2 * 280 * 0.24 * (1 - 0.59 * 0.24)}{10^5}$$

$$= 23.64 \text{ ton} * \text{m}$$

Paso 3: Criterio columna fuerte viga débil.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Dirección X

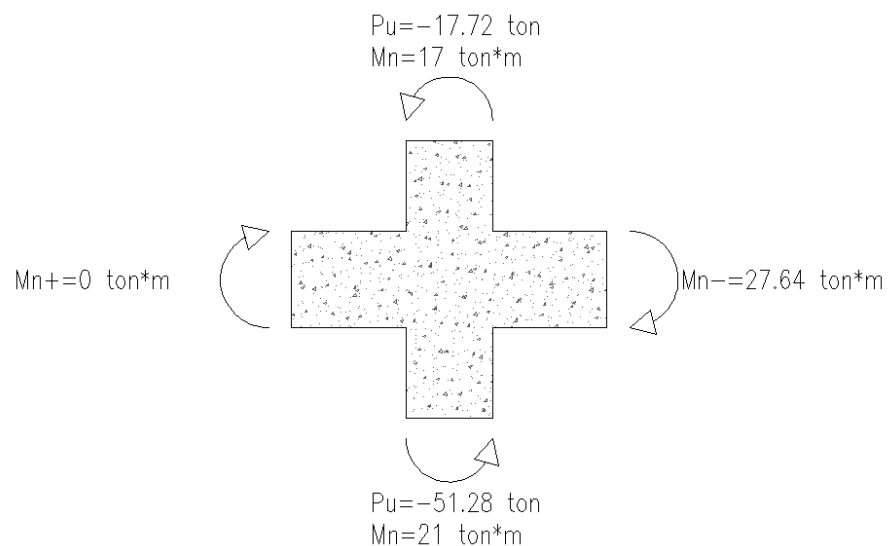


Figura.- Momentos en la unión de las columnas piso 5 edificio de col. H.A. y vigas de A.E.

Dirección X			
		Superior	Inferior
SAP	Pd	-17.60	-51.00
	PE	-0.12	-0.28
	Pn	-17.72	-51.28
D.I	Mn	17.00	21.00
ΣMnc	38.00	1.2*ΣMnb	33.17

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} = 38 \geq 33.17 \rightarrow Ok.$$

Paso 5: Determinar el refuerzo transversal.

g. Refuerzo de confinamiento.

El refuerzo transversal para confinamiento debe suministrarse en una longitud L_o .

$$L_o \begin{cases} \frac{1}{6} \text{ de la altura libre del elemento.} = \frac{1}{6} * (400 - 44) = 51.00 \text{ cm} \\ \text{Maxima dimension de la seccion transversal.} = 40 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L_o = 51 \text{ cm.}$$

Espaciamiento máximo de estribos.

$$S_{m\acute{a}x} \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 6d_b \text{ refuerzo longitud menor} = 6 * 20 = 120 \text{ mm} \end{cases}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 100 \text{ mm.}$$

Área de refuerzo transversal mínima.

$$b_c = 40 - 2 \left(4 + \frac{1.2}{2} \right) = 30.80 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = (40 - 2 * 4)^2 = 1024 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_{min}} \geq \begin{cases} 0.3 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] = 0.3 * \frac{10 * 30.80 * 280}{4200} * \left[\frac{1600}{1024} - 1 \right] = 3.47 \\ 0.09 * \frac{S * b_c * f'_c}{f_{yt}} = 0.09 * \frac{10 * 30.80 * 280}{4200} = 1.85 \end{cases}$$

$$A_{sh_{min}} = 3.47 \text{ cm}^2$$

Asumimos estribos $\emptyset 12 \text{ mm}$; $A_{\emptyset 12} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$A_{sh} = 1.13 * 4 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$A_{sh} > A_{sh_{min}}$; $4.52 > 3.47 \rightarrow \text{Ok}$.

h. Refuerzo transversal para cortante

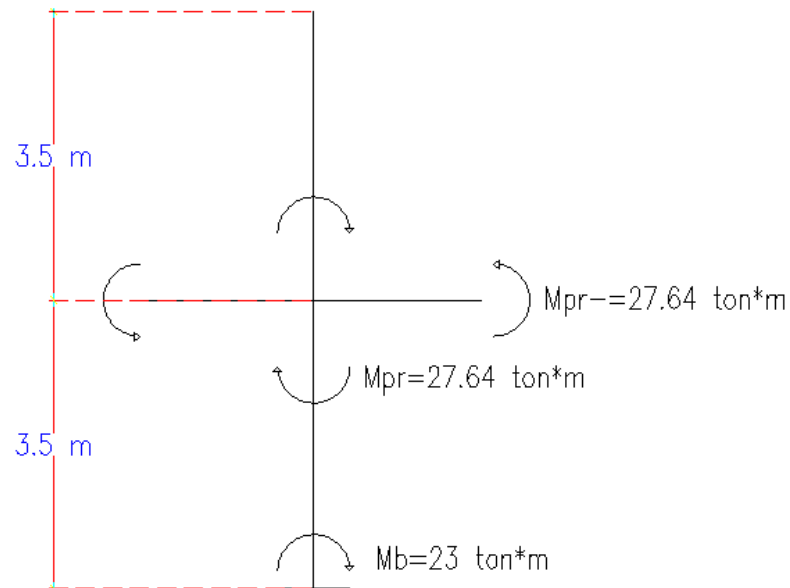
- Factor de reducción de resistencia = 1

$$- f_y = 1.25 * 4200 = 5250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- La máxima resistencia probable a la flexión que puede desarrollarse en la columna conservadoramente se asume que corresponde al punto de balance de la columna en el diagrama de interacción.

$$M_b = 23 \text{ ton} * \text{m}.$$

Dirección X



$$M_{pr} = 2 * 27.64 * \left(\frac{3.5}{3.5 + 3.5} \right) = 27.64 \text{ ton} * \text{m}$$

$$V_u = \frac{27.64 + 23}{4 - 0.44} = 16.55 \text{ ton.}$$

Ambos cortantes son mayores a los obtenidos en el análisis.

Como $P_u > \frac{A_g * f_c}{20} = 22.40 \text{ ton.}$ la resistencia del concreto a ser usada será:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} * b * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right)$$

Conservadoramente N_u será la carga axial mínima dadas por el análisis

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} * 40 * 36 * \left(1 + \frac{16000}{140 * 40 * 40} \right) = 12.92 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S} = \frac{4 * 1.13 * 4200 * 36}{10} = 64.60 \text{ ton}$$

$$\emptyset(Vc + Vs) = 0.75 * (12.92 + 64.60) = 58.14 \text{ ton}$$

$$Vu < \emptyset(Vc + Vs); 16.55 < 58.14 \rightarrow \text{Ok.}$$

Paso 6: Longitud de traslape.

Longitud de traslape clase b es igual a $1.3Ld$

$$Ld = \left(\frac{1}{3.5} * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} * \frac{\alpha * \beta * \gamma * \lambda}{\frac{c + Ktr}{d_b}} \right) * d_b$$

$$\alpha = 1; \beta = 1; \gamma = 1; \lambda = 1$$

$$c = 4 + 1.2 + \frac{2}{2} = 6.20 \text{ cm}$$

$$\frac{c + Ktr}{d_b} < 2.5$$

$$Ktr = \frac{Atr * fyt}{105 * S * n} = \frac{4 * 1.13 * 4200}{105 * 10 * 4} = 4.52$$

$$\frac{6.20 + 4.52}{2.5} = 4.29 > 2.5 \rightarrow \text{usar } 2.5$$

$$Ld = \frac{1}{3.5} * \frac{4200}{\sqrt{280}} * \frac{1 * 1 * 1 * 1}{2.5} * 2.0 = 57.37 \text{ cm.}$$

$$1.3Ld = 1.3 * 57.37 = 74.58 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Diseño de la cimentación del edificio de columnas de hormigón armado y vigas de acero estructural

Descripción: Diseño de la dirección X
Edificio: Edificio de col. H.A. y vigas de A.E

Cargas				
	COLUMNA1	COLUMNA2	COLUMNA3	COLUMNA4
Pd	88,59	163,66	163,66	88,59
PI	40,47	82,19	82,19	40,47
Pd+PI	129,06	245,85	245,85	129,06

P, mayorados	171,06	327,9	327,9	171,06
Mx	23,5	23,59	-23,5	-23,4
My	31,82	-28,26	28,26	-31,82

Pre dimensionamiento de la zapata

G, roca 25 T/m²
S/C 500 Kg/m²
P. Especifico 2000 Kg/m²

$$G_{\text{neto}} = G_{\text{roca}} - \frac{S}{C} - Y_{\text{esp}} = 22,50 \text{ Ton/m}^2$$

Longitud, L = 23,45 m

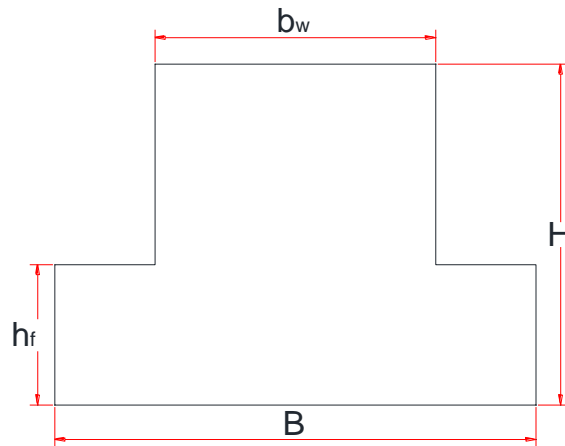
Carga total = suma de cargas de columnas 749,82 Ton

$$\text{Carga repartida} = \text{Carg}_{\text{repa}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{2} = 374,91 \text{ Ton}$$

$$A_{\text{req}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{G_{\text{neto}}} = 16,66 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta los momento, aumentaremos el 10% del área requerida

$$\text{Área total} = A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 18,33 \text{ m}^2$$



$$\text{Área total} = A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 18,33 \text{ m}^2$$

Obtenemos un $B = 0,782 \text{ m}$

Escogeremos **$B = 1,10 \text{ m}$**

Calcularemos los esfuerzos de diseño

$$G_i = \frac{\text{Carg}_{\text{rep}}}{L * B} + \frac{6 * M_x}{B * L^2} + \frac{6 * M_y}{L * B^2} =$$

f'_c	280 Kg/cm ²
f_y	4200 Kg/cm ³

G_i (++)	14,54 T/m ²
G_i (-+)	14,54 T/m ²
G_i (+-)	14,53 T/m ²
G_i (--)	14,53 T/m ²

Escogemos el esfuerzo de diseño

$$G_i = 14,54 \text{ Ton/m}^2$$

Carga por metro lineal

$$W = G_i * B = 15,99 \text{ Ton/m}$$

Determinación de momento y cortante

Carga, W

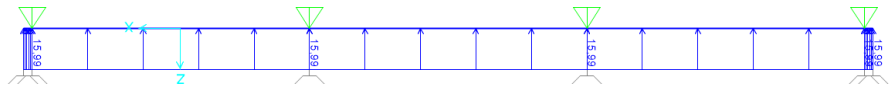
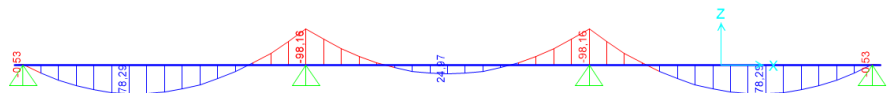


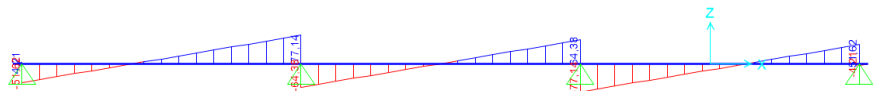
Diagrama de Momento



$$M_{u-} = 98,16 \text{ Ton.m}$$

$$M_{u+} = 78,29 \text{ Ton.m}$$

Diagrama de Cortante



$$V_{u, \text{max}} = 77,14 \text{ Ton}$$

$$V_{u(d)} = 61,71 \text{ Ton}$$

Dimensionamiento de la Sección

Asumiendo un Bw

$$B_w = 50 \text{ cm}$$

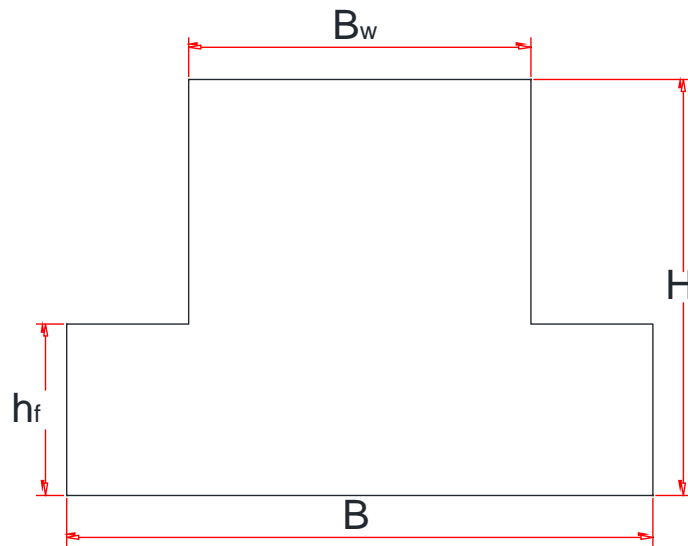
$$d = \sqrt{\frac{M_u}{B_w * 0,145 * f'_c}} = 69,54 \text{ cm}$$

Escogemos

$$H = 80 \text{ cm}$$

Asumiendo varillas de 16 mm

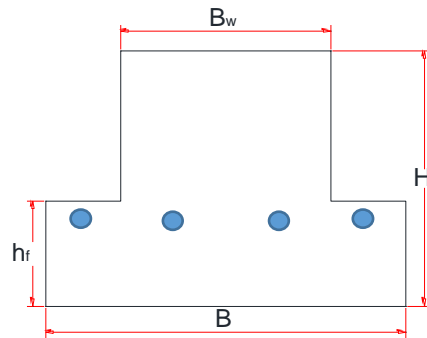
$$h_f = 25,00 \text{ cm}$$



Refuerzo longitudinal (zapata)

h_f	25 cm
B	100 cm
$A_{s,min}$	0,0018
$A_{s,min}$	4,95 cm ²

Ø16 cada 20cm

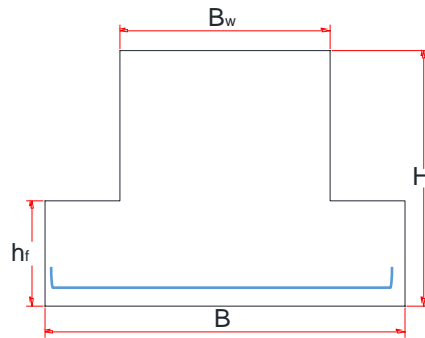


Refuerzo Transversal (zapata)

W	15,99 Ton/m
B	1,10 m
B _f	0,5 m
B'	0,25 m

M _u	0,72 Ton.m
A _{s,mu}	1,21 cm ²
A _{s,min}	3,15 cm ²

Ø16 cada 25 cm



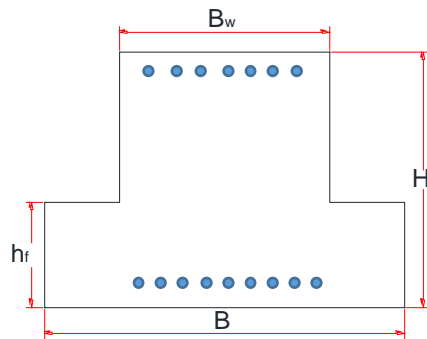
Refuerzo viga

d	72,5 cm
b _f	50 cm

A_{s, mini} $A_{s,min} = 0,0018 * d * b_f =$ 6,53 cm² **Mínimo**

4 Ø 25

	Momento	As (cm ²)	AS, Ø (25mm)	# Varillas	
M+	78,29	31,76	4,91	6,47	7 Ø25mm
M-	98,16	39,82	4,91	8,11	9 Ø25mm



Refuerzo Cortante de Viga

$$V_u = 77,14 \text{ Ton}$$

$$V_u (d) = 61,71 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * d * bw * \sqrt{f'c} = 27,33 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - \phi V_c = 54,96 \text{ Ton}$$

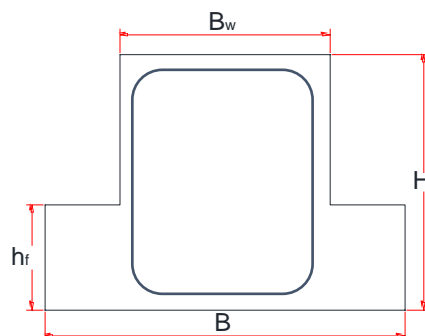
Estribos 12mm

As	
2,26	2 ramas
4,52	4 ramas
6,78	6 ramas

$$S = \frac{A_s * F_y * d}{V_s} = 25,04 \text{ cm}$$

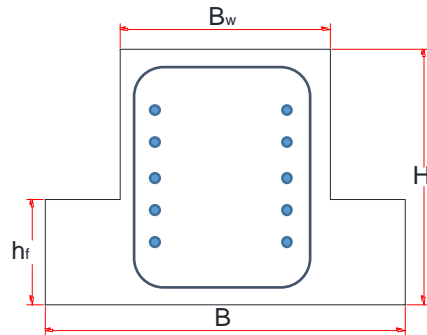
2 ESTØ12 C/150mm

$$S = d/4 = 18,13 \text{ cm}$$



Refuerzo a Temperatura en alma

d/6 12,08 cm
Ø10 C/150 mm



Zapata corrida en 2 direcciones

Descripción: Diseño de la dirección Y
Edificio: Edificio de col. H.A. y vigas de A.E

Cargas			
	COLUMNA1	COLUMNA2	COLUMNA3
Pd	88,59	163,66	163,66
Pl	40,47	82,19	82,19
Pd+Pl	129,06	245,85	245,85
P, mayorados	171,06	327,9	327,9
Mx	23,5	3,4	-23,5
My	31,82	-2,23	28,26

Pre dimensionamiento de la zapata

G, roca 25 T/m²
S/C 500 Kg/m²
P. Especifico 2000 Kg/m²

$$G_{\text{neto}} = G_{\text{roca}} - \frac{S}{C} - \gamma_{\text{esp}} = 22,50 \text{ Ton/m}^2$$

Longitud, $L = 12,80 \text{ m}$

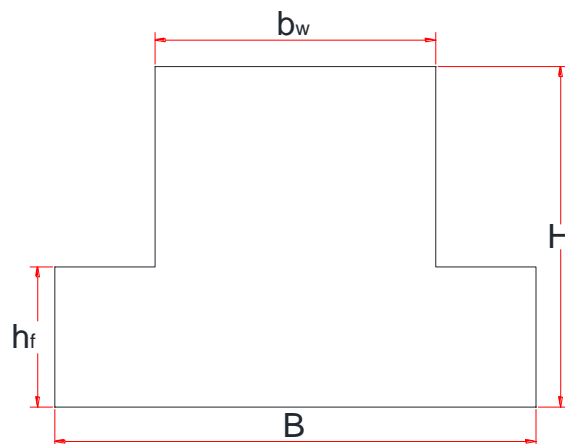
Carga total = suma de cargas de columnas $620,76 \text{ Ton}$

Carga repartida = $\text{Carg}_{\text{repa}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{2} = 310,38 \text{ Ton}$

$$A_{\text{req}} = \frac{\text{Carg}_{\text{Total}}}{G_{\text{neto}}} = 13,79 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta los momento, aumentaremos el 10% del área requerida

Área total = $A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 15,17 \text{ m}^2$



Área total = $A_{\text{Total}} = 1,10 * A_{\text{req}} = 15,17 \text{ m}^2$

Obtenemos un $B = 1,185 \text{ m}$

Escogeremos **$B = 1,20 \text{ m}$**

Calcularemos los esfuerzos de diseño

$$G_i = \frac{\text{Carg}_{\text{rep}}}{L * B} + \frac{6 * M_x}{B * L^2} + \frac{6 * M_y}{L * B^2} =$$

$f'c$ 280 Kg/cm²

f_y 4200 Kg/cm³

G_i (++) 20,21 T/m²

G_i (-+) 19,23 T/m²

G_i (+-) 19,20 T/m²

G_i (--) 17,29 T/m²

Escogemos el esfuerzo de diseño

$G_i = 20,21$ Ton/m²

Carga por metro lineal

$W = G_i * B = 24,25$ Ton/m

Determinación de momento y cortante

Carga, W

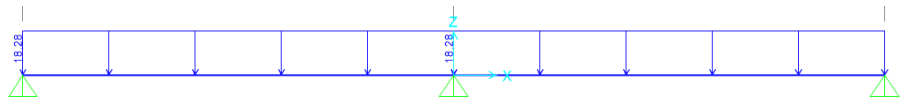
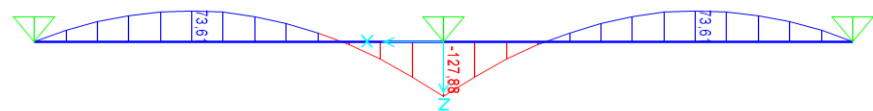


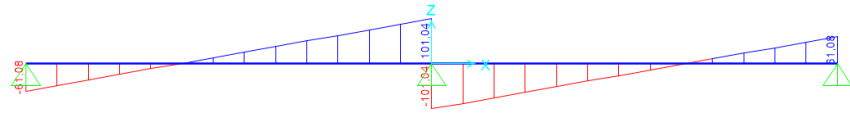
Diagrama de Momento



$M_{u-} = 97,74$ Ton.m

$M_{u+} = 56,26$ Ton.m

Diagrama de Cortante



$$V_u, \max = 101,04 \text{ Ton}$$

$$V_u (d) = 80,83 \text{ Ton}$$

Dimensionamiento de la Sección

Asumiendo un B_w

$$B_w = 50 \text{ cm}$$

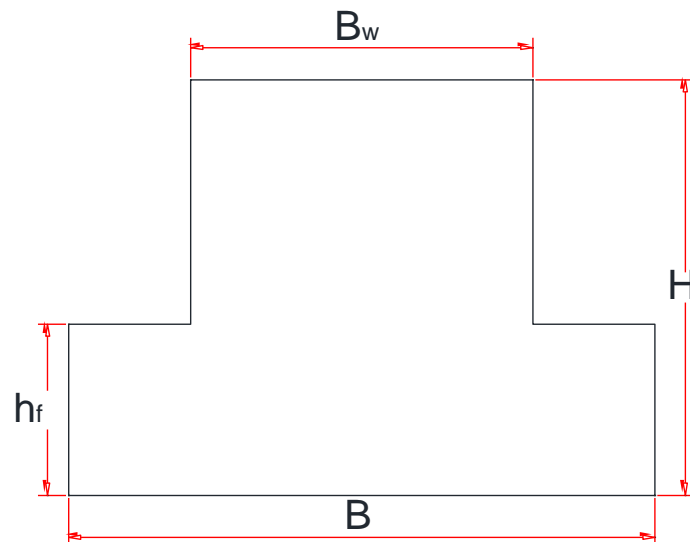
$$d = \sqrt{\frac{M_u}{B_w * 0,145 * f'_c}} = 79,37 \text{ cm}$$

Escogemos

$$H = 90 \text{ cm}$$

Asumiendo varillas de 16 mm

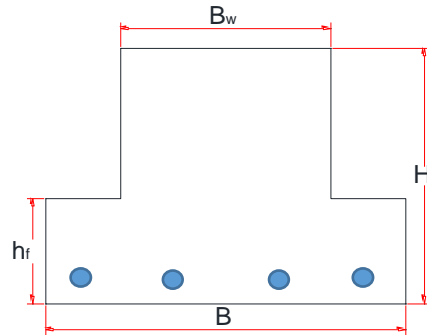
$$h_f = 25,00 \text{ cm}$$



Refuerzo longitudinal (zapata)

hf	25 cm
B	120 cm
As,min	0,0018
As,min	5,4 cm ²

Ø16 cada 20cm

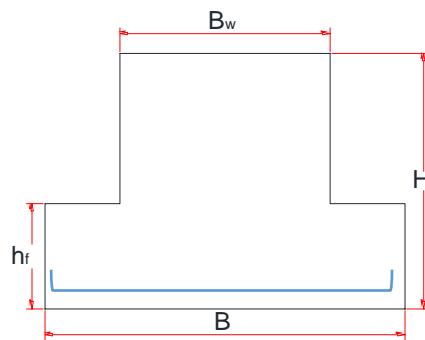


Refuerzo Transversal (zapata)

W	24,25 Ton/m
B	1,20 m
Bf	0,5 m
B´	0,35 m

Mu	1,49 Ton.m
As,mu	2,50 cm ²
As,min	3,15 cm ²

Ø16 cada 25 cm

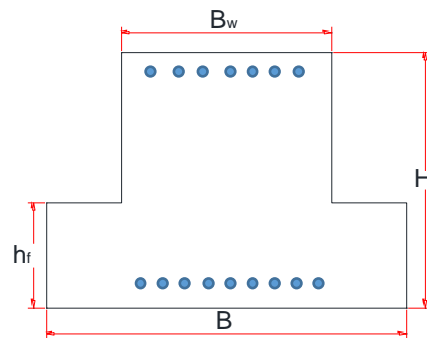


Refuerzo viga

d 82,5 cm
 bf 50 cm

As, mini $A_{s,min} = 0,0018 * d * bf = 7,43 \text{ cm}^2$
4 Ø 25 **Mínimo**

	Momento	As (cm2)	AS, Ø (25mm)	# Varillas	
M+	73,61	26,24	4,91	5,35	6 Ø25mm
M-	127,88	45,59	4,91	9,29	10 Ø25mm



Refuerzo Cortante de Viga

Vu 101,04 Ton
 Vu (d) 80,83 Ton

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * d * bw * \sqrt{f'c} = 31,10 \text{ Ton}$$

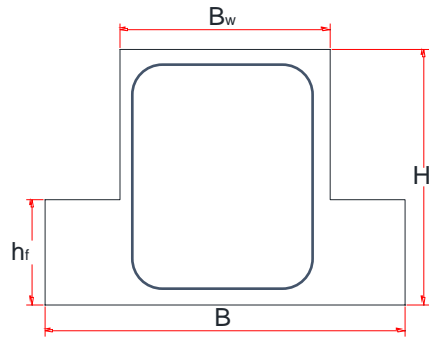
$$V_s = \frac{V_u}{0,75} - \phi V_c = 76,68 \text{ Ton}$$

Estribos 12mm	As	
	2,26	2 ramas
	4,52	4 ramas
	6,78	6 ramas

$$S = \frac{A_s * F_y * d}{V_s} = 20,42 \text{ cm}$$

2 ESTØ12 C/150mm

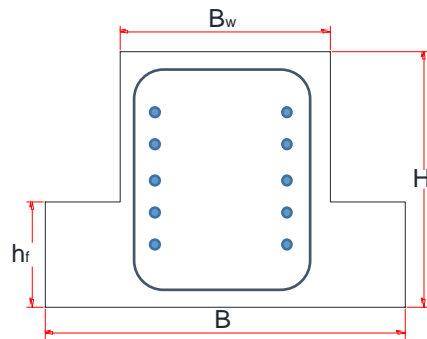
$$S = d/4 \quad 20,63 \text{ cm}$$



Refuerzo a Temperatura en alma

$$d/6 \quad 13,75 \text{ cm}$$

Ø10 C/150 mm



ANEXOS DE PLANOS

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. Alba, J. d. (2000). La ingeniería estructural. Ciencia Ergo Sun, 8.
2. Andrés Delgado Miranda, C. R. (2010). Proyecto de Creación de un Condominio para Estudiantes Politécnicos de Provincias Aledañas a la del Guayas. Guayaquil.
3. Construcción, N. E. (2011). Hormigón armado. Guayaquil: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
4. Espol, D. d. (2012). INGRESO 2012 EN GRÁFICAS Y TABLAS. Guayaquil.
5. FRANCISCO JAVIER CHAPARRO CAMARGO, G. A. (2008). DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN EDIFICIO NUEVA SEDE FUNDACIÓN HOGAR PICCOLI SAGGI. Bucaramanga.
6. Institute, A. C. (2011). Building Code Requirements for Structural Concrete. USA.
7. Jack C. McCormac, S. F. (2012). Diseño de estructuras de acero. Mexico: Alfaomega.
8. Jessica Cristina Zambrano Farías, V. G. (2010). Proyecto de Creación de una residencia universitaria para estudiantes ESPOL. 7.
9. Mera, G. A. (2003). ANÁLISIS DE MERCADO: NECESIDADES HABITACIONALES DE LOS ESTUDIANTES DE PROVINCIA QUE ESTUDIAN EN LA ESPOL. Guayaquil.

10. Nilson, A. H. (1999). Diseño de estructuras de concreto. Mc-GRAW HILL, Inc.