REPÚBLICA DE COLOMBIA
EMPRESA NACIONAL PROMOTORA DEL DESARROLLO TERRITORIAL EN Territorio

"ELABORACIÓN DE DIAGNOSTICOS, ESTUDIOS, DISEÑOS Y TRÁMITE PARA LA EXPEDICIÓN DE LICENCIAS QUE SEAN REQUERIDAS EN LAS INTERVENCIONES PARA CADA UNA DE LAS SEDES DEL SERVICIO NACIONAL DE APRENDIZAJE SENA, EN EL MARCO DEL CONTRATO INTERADMINISTRATIVO No. 220005"

CONTRATO 2210008 DE 2020

GRUPO: ANDINA 2

CENTRO: 9514 – CENTRO INDUSTRIAL DE MANTENIMIENTO Y MANUFACTURA 2

PROYECTOS: GIMNASIO Y ZONA DE CONFORT EMPLEADOS

PRODUCTO # 03 MEMORIA DE CALCULO PUNTO DE ACCESO

CONSORCIO PROCESO + CC

COLOMBIA

Agosto de 2021

INDICE DE MEMORIAS

1. CONTROL DE VERSIONES 5
2. MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD 6
TARJETA PROFESIONAL 7
CARTA ANTECEDENTES COPNIA 8
3. INTRODUCCION 9
4. TERMINOS DE LA SUPERVISION TECNICA 10
5. NORMAS UTILIZADAS 11
6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 11
7. DOCUMENTOS DE REFERENCIA 11
8. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL A.1.3-1 12
8.1. Paso 1 – Pre-dimensionamiento y coordinación con los otros profesionales 12
8.2. Paso 2 – Evaluación de las solicitaciones definitivas 12
8.3. Paso 3 – Obtención de nivel de amenaza sísmica 12
8.4. Paso 4 – Movimientos sísmicos de diseño 13
8.5. Paso 5 – Características de la estructuración y del material estructural empleado 13
8.6. Paso 6 – Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis 13
8.7. Paso 7 – Determinación de las fuerzas sísmicas 14
8.8. Paso 8 – Análisis sísmico de la estructura 14
8.9. Paso 9 – Desplazamientos Horizontales 14
8.10. Paso 10 – Verificación de Derivas 14
8.11. Paso 11 – Combinación de las diferentes solicitaciones 14
8.12. Paso 12 – Diseño de los elementos estructurales 15
9. ANALISIS ESTRUCTURAL 15
9.1. Modelo Estructural 15
9.2. Efectos ortogonales 16
9.3. Torsión accidental 16
9.4. Cargas 16
9.4.1. Cargas Gravitacionales 16
9.4.2. Cargas Sísmicas 17
9.4.3. Cargas de viento 17
9.4.4. Empujes de tierra 17
9.4.5. Empujes hidrostáticos 17
9.5. Diseño de elementos en concreto 17
10. SISTEMA DE UNIDADES 18
11. ESPECFICACIONES DE LOS MATERIALES 18
12. PREDIMENSIONAMIENTO ELEMENTOS ESTRUCTURALES (Paso-1) 19
12.1. PREDIMENSIONAMIENTO VIGAS 19
12.2. PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNAS 19
13. DEFINICION DE LA TRAYECTORIA DE CARGAS EN LA ESTRUCTURA 20
13.1. Trayectoria de cargas verticales (Muerta, Viva, Peso propio, Granizo) 20

13.1. Trayectoria de cargas Horizontales (Sismo, Viento) 20
14. ANALISIS DE CARGAS (Paso-2) 21
14.1. AVALUO DE CARGAS VERTICALES 21
14.2. CARGAS DE VIENTO 22
15. LOCALIZACION Y ZONA DE AMENAZA SISMICA (Paso-3) 23
16. MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO – ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO (Paso-4) 24
16.1. ESPECTRO ELASTICO PARA CHEQUEO DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS 25
16.2. ESPECTRO ELASTICO PARA DISEÑO DE ELEMENTOS QUE HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA 26
17. SISTEMA ESTRUCTURAL Y MATERIALES (Paso-5) 27
17.1. SISTEMA ESTRUCTURAL 27
18. IRREGULARIDADES DE LA ESTRUCTURA Y PROCEDIMIENTO DE ANALISIS (Paso-6) 28
18.1. Método de Análisis Sísmico 28
18.2. IRREGULARIDADES DE LA ESTRUCTURA 28
18.2.1. IRREGULARIDADES EN PLANTA 28
18.2.1.1. Irregularidad Tipo 1Ap Torsional 28
18.2.1.2. Irregularidad tipo 2P retrocesos en las esquinas 29
18.2.1.3. Irregularidad tipo 3P irregularidad del diafragma 30
18.2.1.4. Irregularidad tipo 3P irregularidad del diafragma 30
18.2.1.5. Irregularidad tipo 5P sistemas no paralelos 30
18.2.1.6. Resumen Irregularidades en planta 30
18.2.2. IRREGULARIDADES EN ALTURA 31
18.2.2.1. Irregularidad tipo 1bA piso flexible extremo 31
18.2.2.2. Irregularidad tipo 2A distribución de masas 31
18.2.2.3. Irregularidad tipo 3A geométrica 31
18.2.2.4. Irregularidad tipo 4A desplazamiento dentro del plano de acción 32
18.2.2.5. Irregularidad tipo 5aA piso débil 32
18.2.2.6. Irregularidad tipo 5bA piso débil extremo 32
18.2.2.7. Resumen irregularidades en altura 32
18.2.3. IRREGULARIDADES POR AUSENCIA DE REDUNDANCIA 33
19. CALCULO DE FUERZAS SISMICAS 33
19.1. FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE 33
19.2. FACTOR DE AJUSTE ANALISIS DINAMICO 34
20. ANALISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA MODELO ESTRUCTURAL (Paso-8) 35
20.1. IMAGEN PLANTAS DEL MODELO MATEMATICO FRAMES 35
20.1.1. CUBIERTA NE+3.90 35
20.2. IMAGEN PLANTAS DEL MODELO MATEMATICO POINTS 37
20.2.1. CUBIERTA NE+3.90 37
20.3. IMAGEN 3D MODELO MATEMATICO 38
20.4. DEFINICION DE MATERIALES DENTRO DEL MODELO MATEMATICO 38
20.5. DEFINICION DE ELEMENTOS DENTRO DEL MODELO MATEMATICO 39
20.6. DEFINICION DE DIAFRAGMA 39
20.7. ASIGNACION DE CARGAS EN EL MODELO MATEMATICO 40

20.7.1 Carga Muerta 40
20.7.2 Carga Viva 41
20.7.3 Carga Granizo 42
20.8. BUSCADOR DE MASAS....43
20.9. DEFINICION DE PATRONES DE CARGA (LOAD PATTERNS) 44
20.10. DEFINICION DE CASOS DE CARGA (LOAD CASES) 44
20.11. FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE DENTRO DEL MODELO MATEMATICO....45
20.12. ANALISIS MODAL DENTRO DEL MODELO MATEMATICO 46
20.13. MODOS DE VIBRACION....48
20.14. ENTRADA DE DATOS AL MODELO 48
21. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES A.6.2.1 (Paso-9) 49
22. CHEQUEO DERIVAS (Paso-10)....50
23. COMBINACIONES DE CARGA Y CALCULO DEL R(Paso-11)....52
23.1. COMBINACIONES DE CARGA 52
23.2. CALCULO DE R....53
24. INDICE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA 54
25. REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DE LOS GRUPOS DE USO III Y IV – UMBRAL DE DAÑO....55
25.1. MOVIMIENTO CORRESPONDIENTE A UMBRAL DE DAÑO....55
25.2. FACTOR DE AJUSTE UMBRAL DE DAÑO 57
25.3. CHEQUEO DERIVAS UMBRAL DE DAÑO 58
26. DISEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURA (Paso-12) 59
26.1. DISEÑO DE LAS COLUMNAS....59
26.1.1. Calculo Pandeo Columnas....59
26.1.2. Fuerza interna de las columnas....60
26.1.3. Procedimiento de Diseño Columnas....61
26.1.4. Diseño Columnas ETABS....63
26.1.5. Diseño de las Columnas en concreto DCCAD 64
26.2. DISEÑO DE VIGAS AEREAS....66
Cálculo de deflexiones Vigas....66
Fuerza Interna Vigas Aéreas....68
Procedimiento de Diseño Vigas Aéreas 69
Diseño Vigas ETABS 71
Diseño Vigas DCCAD 72
27. DISEÑO CIMENTACION....78
27.1. NODOS CIMENTACION....78
27.2. CARGAS CIMENTACION....79
17.2.1 Cargas Cimentación Cargas verticales CIM1 79
17.2.2 Cargas Cimentación Cargas sísmicas ENVE CIM Max 79
17.2.3 Cargas Cimentación Cargas sísmicas ENVE CIM Min 79
27.3. DISEÑO ZAPATAS....80
17.3.1 Dimensionamiento zapatas 80
17.3.2 Diseño por tipo de zapatas....81

27.4. DISEÑO VIGAS CIMENTACION 86
27.5. DISEÑO LOSA DE CONTRAPISO 87
27.6. DISEÑO SOBRECIMIENTO 87
28. DISEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA 88
28.1. DISEÑO VIGUETAS 88
Cargas aferentes viguetas 88
Diseño flexión viguetas 88
28.2. DISEÑO LOSAS AEREAS 92
28.3. DISEÑO CORREAS 93
28.4. DISEÑO CERCHA 97
18.4.1. Secciones Cercha 97
28.4.1. Carga Muerta 97
28.4.2. Carga Viva 98
28.4.3. Carga Granizo 98
28.4.4. Carga Viento Compresión 99
28.4.5. Carga Viento Succión 99
18.4.7. Diseño elementos 100
18.4.8. Deflexión máxima cargas de servicio 100
18.4.9. Deflexión máxima carga Viva 100
28.5. DISEÑO CONEXIÓN CERCHA 101
18.5.1. Conexión 1 ..... **¡Error! Marcador no definido.**
18.5.2. Conexión 2 101
29. REQUISITOS DE PROTECCION CONTRA INCENDIOS PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES TITULO J NSR-10 106
30. DISEÑO ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES 107
31. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 111

1. CONTROL DE VERSIONES

CONTROL DE VERSIONES				
Versión	**Fecha**	**Elaboro**	**Observación**	**Firma Aprobación director de Interventoría**
0	03/06/2021	JLB	Versión Inicial	
1	21/06/2021	JLB	Respuesta Interventoría	

Versión	Descripción de la modificación
0	VERSION INICIAL
1	Versión Respuesta Observaciones Interventoría
2	

2. MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Jhon Edilberto Saavedra**, identificado con C.C. **80.228.184** de la ciudad de **Bogotá**, en mi calidad de ingeniero civil, con Matricula profesional No. . **25202-118910 CND**, certifico que realicé el ***DISEÑO Y DETALLADO ESTRUCTURAL PARA*** **LA ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO DE EMPLEADOS DEL CENTRO INDUSTRIAL DE MANTENIMIENTO Y MANUFACTURA DEL SENA, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE SOGAMOSO DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA*,*** de conformidad con lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y actos administrativos complementarios.

Por lo anterior, manifiesto que es viable la construcción de la edificación, siempre y cuando se sigan por completo las instrucciones y especificaciones dadas en los planos estructurales adjuntos a esta memoria de cálculo.

Atentamente.



JOHN EDILBERTO SAAVEDRA AMAYA
Ingeniero Civil
Especialista en Estructuras
MAT. **25202-118910** CND
CC. 80.228.184 de Bogotá

TARJETA PROFESIONAL

VALIDO TRAMITE



LICITACION

CARTA ANTECEDENTES COPNIA

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2021-803334

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que JOHN EDILBERTO SAAVEDRA AMAYA, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 80228184, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 25202-118910 desde el 19 de Mayo de 2005, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 156.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los quince (15) días del mes de Junio del año dos mil veintiuno (2021).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

3. INTRODUCCION

La presente memoria de cálculo corresponde al diseño estructural para la construcción del *"Zona de confort y Gimnasio de empleados SENA - CIMM*" en la sede del centro industrial de mantenimiento y manufactura, el cual se encuentra ubicado en la dirección carrera 12 # 55ª -51 en el municipio de Sogamoso departamento de Boyacá.

El proyecto será para uso de gimnasio para los empleados de la institución educativa SENA, sin embargo, de acuerdo a A.2.5.1.2 (d) se clasifica como grupo de uso III al encontrase dentro de un centro de enseñanza y poder cambiar de uso en un futuro; consiste en un edificio de un piso; con un área aproximada de 350 metros cuadrados, el cual contará con un gimnasio, unos baños y una zona de administración para los empleados.

El sistema estructural propuesto para la estructura corresponde a un sistema de pórticos resistentes a momento en concreto reforzado; por ubicarse en una zona de amenaza sísmica alta tendrá una capacidad especial de disipación de energía (DES), la cimentación estará constituida por zapatas aisladas las cuales se apoyará a 1.0 metro de profundidad.

Para el análisis de la estructura se usará el programa especializado de análisis ETABS (Extended Three Dimensional Análysis of Building Systems); es un programa de análisis por elementos finitos que utiliza el método de la matriz de rigidez para solucionar la estructura sometida a las cargas correspondientes.

El edificio desde el punto de vista estructural se proyectará en una unidad estructural, la cubierta tendrá dos zonas una en placa maciza con vigas descolgadas y otra zona en cubierta liviana apoyada sobre correas metálicas en perfiles de acero tipo C, los cuales a su vez se apoyarán sobre culatas en mampostería de bloque de arcilla y cerchas metálicas. Los muros divisorios serán en mampostería de arcilla, pañetados y enchapados de acuerdo con el acabado correspondiente, los elementos no estructurales se diseñarán de acuerdo con los criterios establecidos en el capítulo A.9 de la NSR-10.

Atentamente.



JOHN EDILBERTO SAAVEDRA AMAYA
Ingeniero Civil
Especialista en Estructuras
MAT. **25202-118910** CND
CC. 80.228.184 de Bogotá

4. TERMINOS DE LA SUPERVISION TECNICA

De acuerdo a la ***ley 1796 de 2016*** en el titulo II capítulo I ***"REVISION DE DISEÑOS Y SUPERVISION TECNICA DE LAS EDIFICACIONES"*** establece lo siguiente:

"La revisión de los diseños estructurales de las edificaciones cuyo predio o predios permitan superar más de dos mil (2.000) metros cuadrados de área construida, independientemente de su uso, será realizada a costo de quien solicita la licencia, con un profesional particular, calificado para tal fin, de conformidad con los requisitos establecidos en el Capítulo III Título VI de esta ley, diferente del diseñador e independiente laboralmente de él, el cual luego de corregidos los ajustes solicitados mediante el acta de observaciones emitido por el curador urbano o la dependencia de la administración municipal o distrital encargada de la expedición de licencias de construcción, por medio de un memorial dirigido a esta certificará el alcance de la revisión efectuada, el cumplimiento de las normas de la presente ley sus decretos reglamentarios y firmará los planos y demás documentos técnicos como constancia de haber efectuado la revisión."

*"De acuerdo a la NSR-10 A.1.3.9.1 "Edificaciones Indispensables y de atención a la comunidad": De acuerdo al artículo 20 de ley 400 de 1997, las edificaciones de los grupos de uso **III** y **IV**, independientemente del área deberán someterse a supervisión técnica, en este caso nos aplica."*

5. NORMAS UTILIZADAS

- Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, (2004). Norma Técnica Colombiana NTC1000, Metrología – Sistema Internacional de Unidades. Bogotá D.C., Colombia.
- Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. (2017). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Bogotá D.C., Colombia.: Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio - República de Colombia.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Nilson, A. (1999). Diseño de Estructuras de Concreto (12 Ed.). Bogotá D.C., Colombia.: Mc Graw Hill.
- Paulay & Priestley. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings (1ra Ed.). Estados Unidos de América.: A Wiley Interscience Publication.
- ACESCO, (2018). Ficha Técnica Perfiles. Malambo – Atlántico, Colombia.
- ACESCO, (2016). Perfiles Manual Técnico. Malambo – Atlántico, Colombia.
- ACESCO, (2015). Cubiertas Manual Técnico. Malambo – Atlántico, Colombia.

7. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

Los documentos e información recibida para el proyecto se resumen en la siguiente tabla:

Documento	Referencia
Planos Diseño Arquitectónico	CONSORCIO PROCESO CC -GRUPO ANDINA 2 (@9514_07_A_GIMNASIO V-6B)
Estudio de Suelos	IGC-388_EG_SENA_SOGAMOSO

8. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL A.1.3-1

Para el adecuado desarrollo del proyecto, nos fue proporcionado los planos arquitectónicos diseñados por el CONSORCIO PROCESOS + CC GRUPO ANDINA 2 tanto en planta como cortes y fachadas y el estudio de suelos IGC-388-EG_SOGAMOSO_SENA de la firma INGC INGENIERIA CIVIL de fecha 07 de mayo de 2021, en el cual se establecen todas las recomendaciones geotécnicas requeridas para el desarrollo del proyecto.

Con esta información se procedió a seguir los lineamientos establecidos en la tabla A.1.3.1 de la NSR-10, en la cual se establecen los pasos mínimos requeridos para el desarrollo del diseño estructural. Con este procedimiento como guía se procede a:

8.1. Paso 1 – Pre-dimensionamiento y coordinación con los otros profesionales

- Definir el tipo de Sistema a estructural a emplear de acuerdo a las características del proyecto. En este caso el sistema estructural escogido es el de pórticos resistentes a momento combinado en planta con un sistema tipo péndulo invertido. Para esta escogencia se tiene en cuenta el aspecto económico y de fácil proceso constructivo de la edificación.

- Se coordina con arquitectura las dimensiones preliminares de los elementos estructurales de acuerdo al Pre-dimensionamiento inicial *(Ver capítulo 10).* teniendo en cuenta el uso especificado en planos para así tener en cuenta las cargas muertas, cargas vivas, efectos sísmicos y cargas de viento.

- Se revisa el estudio de suelos en donde se contempla las características geotécnicas del suelo en donde se va a construir el proyecto.

- Se realiza coordinación con profesionales diseñadores de la parte hidráulica y eléctrica del proyecto en donde se hace especial énfasis en no realizar pases dentro de elementos estructurales en lo posible evitar y realizar las instalaciones por fuera de la estructura.

8.2. Paso 2 – Evaluación de las solicitaciones definitivas

- Con las dimensiones de los elementos estructurales definidos inicialmente se procede a evaluar las cargas tanto gravitacionales (muerta, viva, peso propio) como horizontales (Sismo, Viento) que actuaran sobre la estructura. Definiendo para estas últimas el espectro de diseño sísmico. *Ver capítulo 12.*

8.3. Paso 3 – Obtención de nivel de amenaza sísmica

- En este paso se localiza el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 del Reglamento y se determina el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con los valores de los parámetros **Aa** y **Av** obtenidos en los mapas de zonificación sísmica del Capítulo A.2. El nivel de amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja. *Ver capítulo 13.*

8.4. Paso 4 – Movimientos sísmicos de diseño

- Se definen unos movimientos sísmicos de diseño teniendo en cuenta el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento y, en el caso de edificaciones cubiertas por A.1.2.3.3, con los requisitos del Capítulo A.12 del Reglamento, tomando en cuenta: La amenaza sísmica para el lugar de donde se obtiene la aceleración horizontal pico efectiva y la velocidad horizontal pico efectiva expresada en términos de aceleración del sismo de diseño, las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de unos coeficientes de sitio Fa y Fv y la importancia de la edificación para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia. Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro elástico de diseño. *Ver capitulo 14.*

8.5. Paso 5 – Características de la estructuración y del material estructural empleado

- El sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales prescritos en el Capítulo A.3: sistema de muros de carga, sistema combinado, sistema de pórtico, o sistema dual. Se tiene en cuenta lo que el Reglamento define para las limitaciones en el empleo de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en función de la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación, del tipo de material estructural empleado (concreto estructural, estructura metálica, mampostería estructural, o madera), de la forma misma como se disponga el material en los elementos estructurales según esté en posibilidad de responder adecuadamente ante movimientos sísmicos como los esperados por medio de su capacidad de disipación de energía, la cual puede ser especial (*DES*), moderada (*DMO*) o mínima (*DMI*); de la altura de la edificación, y de su grado de irregularidad. *Ver capítulo 15*

8.6. Paso 6 – Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis

- Definición del procedimiento de análisis sísmico de la estructura. *Ver capítulo 16.*

- Determinar las irregularidades que se puedan presentar en la estructura tanto en planta, como en altura o de ausencia de redundancia. *Ver capítulo 16.*

8.7. Paso 7 – Determinación de las fuerzas sísmicas

- Se obtienen las fuerzas sísmicas Fs., las cuales se aplicarán a la estructura teniendo en cuenta los movimientos sísmicos ya definidos. *Ver capítulo 17*

8.8. Paso 8 – Análisis sísmico de la estructura

- Elaborar un modelo matemático tridimensional en el programa ETABS, el cual permite simular la estructura en tres dimensiones estableciendo todas las características geométricas propias de la edificación. Esto con el objeto de determinar las secciones requeridas para los elementos estructurales. *Ver capitulo 18.*

8.9. Paso 9 – Desplazamientos Horizontales

- Obtener los desplazamientos máximos que se presentarán en la estructura, para así calcular los desplazamientos relativos entre pisos. *Ver capítulo 19.*

8.10. Paso 10 – Verificación de Derivas

- Comprobación de que las derivas de diseño obtenidas no excedan los límites dados en el Capítulo A.6. Si la estructura excede los límites de deriva, calculada incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, es obligatorio rigidizarla. *Ver capítulo 20.*

8.11. Paso 11 – Combinación de las diferentes solicitaciones

- Las diferentes solicitaciones obtenidas se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño. *Ver capítulo 21*

- El coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, es función de: El sistema de resistencia sísmica de acuerdo con l clasificación dada en el Capítulo A.3, Del grado de irregularidad de la edificación, del grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, y de los requisitos de diseño y detallado de cada

material, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (*DMI*, *DMO*, o *DES*), tal como se especifica en el Capítulo A.3. *Ver capítulo 21.*

8.12. Paso 12 – Diseño de los elementos estructurales

Se lleva a cabo de acuerdo con los requisitos propios del sistema de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. Los elementos estructurales deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía (*DMI*)(*DMO*), o (*DES*) prescrito en el Capítulo A.3, lo cual le permitirá a la estructura responder, ante la ocurrencia de un sismo, en el rango inelástico de respuesta y cumplir con los objetivos. El diseño de los elementos estructurales debe realizarse para los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones, tal como prescribe el Título B del reglamento. *Ver capítulo 23*

9. ANALISIS ESTRUCTURAL

9.1. Modelo Estructural.

El análisis estructural se desarrollará en el programa ETABS el cual fue desarrollado por Computers and Structures Inc, compañía que lleva desde el año 1975 desarrollando herramientas computaciones que permiten realizar el análisis y diseño en el área de la ingeniería estructural y sísmica. El programa emplea el método de los elementos finitos para obtener los resultados del análisis de cada uno de los elementos modelados.

La estructura se idealiza mediante un modelo tridimensional linealmente elástico, en donde los muros, son modelados mediante elementos tipo shell y las losas son modelados mediante elementos tipo membrana para que no aporten rigidez al sistema, Para cada elemento se definen tanto sus propiedades geométricas como el tipo de material a emplear en el análisis y diseño. En el caso de las viguetas con el objeto de que estas no proporcionen rigidez a la estructura se modifican sus propiedades de inercia a valores cercanos a cero.

Para efectos de determinar los desplazamientos laterales y las fuerzas en los elementos, se emplean los valores basados en la sección bruta $E_c I_g$ para todos los elementos lo cual es permitido en C.8.7 de la NSR-10. Adicionalmente se verifica el índice de estabilidad Q según A.6.2.3 para determinar si se requiere considerar los efectos de segundo orden o efecto p-delta.

Los apoyos en la base son considerados como empotrados según lo permitido por el reglamento NSR.10, en cubierta cuando son cubiertas livianas en teja y cubierta en placa no se considera diafragma.

.

9.2. Efectos ortogonales

De acuerdo a lo establecido en el reglamento NSR-10 en A.3.6.3. se deben tener en cuenta los efectos ortogonales en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, en los siguientes casos:

- En estructuras que tienen irregularidades en planta del tipo 1ap, 1bp o 5P
- En las columnas que hagan parte del sistema de resistencia sísmica de la estructura.

Los efectos ortogonales se tienen en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.

9.3. Torsión accidental

De acuerdo a lo establecido en el reglamento NSR-10 en A.3.6.7, cuando se realiza el análisis dinámico, el análisis mismo reflejara los efectos de las torsiones que se tengan en la estructura quedando a opción del diseñador si en el involucra o no condiciones de torsión accidental.

9.4. Cargas

9.4.1. Cargas Gravitacionales

Las cargas gravitaciones empleadas en el modelo, son: la carga muerta, la carga viva, la carga de granizo y la carga de empozamiento. Para la carga muerta, aunque el programa ETABS permite dentro del caso de carga muerta considerar el efecto del peso propio de los elementos, se define aparte un caso de cargo denominado PPROPIO, con el objeto de poder determinar la magnitud del peso de los elementos y su participación en la carga muerta total.

En la carga muerta se incluyen como carga sobreimpuesta, el peso de los acabados, rellenos sobre las placas (si existen), cielos rasos, peso de las particiones que existen sobre las placas, para estas particiones se realiza un análisis detallado el cual hace parte integral de la memoria, entre otros.

Las cargas vivas, granizo y de empozamiento son las especificadas por la NSR-10 en el capítulo B.

9.4.2. Cargas Sísmicas

El proyecto en desarrollo se localiza en zona de amenaza sísmica ALTA del mapa de zonificación sísmica de la NSR-10 y de acuerdo al perfil de suelo proporcionado por el estudio de suelos, el espectro de diseño elástico corresponde al de perfil de suelo tipo D.

En el caso de voladizos acorde con A.3.6.13 se adiciona una carga vertical descendente equivalente al 15% DES de la carga muerta del voladizo y se combina con las combinaciones básicas en las cuales se incluye el efecto de carga muerta, viva y sismo. Se aplica también una carga vertical ascendente equivalente al 15%(DES) de la carga muerta del voladizo y se combina con las combinaciones básicas en las cuales solo incluye el efecto de carga muerta y sismo

9.4.3. Cargas de viento

Se calculan las cargas de viento de acuerdo a la zona y la velocidad del viento, y se tienen en cuenta en el diseño de los elementos de cubierta.

9.4.4. Empujes de tierra

No se consideran en el proyecto cargas por empujes de tierra.

9.4.5. Empujes hidrostáticos

No se consideran empujes del agua ya que no existe esta carga sobre la estructura.

9.5. Diseño de elementos en concreto

El diseño y los despieces se realiza con el software DC-CAD, el diseño a cortante para vigas y columnas, se diseña con el capítulo C, incisos C.21.5.4.1 cortante de vigas y C.21.6.5.1 cortante de columnas. El diseño a cortante se rige bajo el diseño demanda capacidad teniendo en cuenta la suma de los momentos entre la longitud de la viga, en donde se obtiene el cálculo del cortante plástico para el caso de las vigas, y la suma de momentos a flexión entre la longitud de la columna en donde se obtiene el cálculo del cortante plástico para el caso de las columnas. En el diseño se tiene en cuenta la zona de amenaza sísmica ALTA (DES), para cada uno de los elementos que compone la estructura.

10.SISTEMA DE UNIDADES

Magnitud	Unidades	Símbolo	Conversión Unidades
Longitud.	Metros	m	1.0 m
	Milímetros	mm	1000 m
Diámetros (*)	Octavos de pulgada	#/8	(#/8) X2.54 cm
Área.	Metros cuadrados	m2	1 m2
	Centímetros cuadrados	cm2	10.000 m2
Fuerza.	Toneladas	Ton	9.8067 kN
	Kilo Newtons	kN	0.9867 Ton
Esfuerzo.	Mega Pascales	MPa	100 Kg/cm2

11.ESPECFICACIONES DE LOS MATERIALES

Material	Propiedad	Magnitud	Requisito normativo	Referencia
Concreto cimentación	f´c	21.0 MPa		**NTC-396 NTC-454 NTC-550 NTC-673 CR-.8.5**
	Ec	17914.0 MPa	C.8.5	
Concreto columnas	f´c	21.0 MPa		
	Ec	17914.0 MPa	C.8.5	
Concreto vigas	f´c	21.0 MPa		
	Ec	17914.0 MPa	C.8.5	
Concreto placa de contrapiso	f´c	21.0 MPa		
	Ec	17914.0 MPa	C.8.5	
Peso del concreto	ɣc	24.0 kN/m3	B.3.2	Tabla B.3.2-1
Módulo de Poisson concreto	μc	0.2		
Acero de refuerzo longitudinal y transversal	fy	420.0 MPa	C.3.5.3	**NTC 2289 - ASTM A706M**
	Es	200000.0 MPa	C.8.5.2	
Peso del acero	ɣc	78.0 kN/m3	B.3.2	Tabla B.3.2-1
Módulo de Poisson acero	μs	0.3		
Agregado grueso	TM	3/4 pulgada	C.3.3	**NTC 174 - ASTM C33**
Tubería Estructural A500Gr.c	Fy	345 MPa		**NTC-4526**
Platinas A572 Gr 50	Fy	345 MPa		**NTC-1985**
Pernos de anclaje A193 B7	Fu	846 Mpa		**NTC-4034**
Pernos de Conexión A325	Fu	840 Mpa		**NTC-4034**
Soldadura E70XX	Fu	480 Mpa		**AWS**

12.PREDIMENSIONAMIENTO ELEMENTOS ESTRUCTURALES (Paso-1)

12.1. PREDIMENSIONAMIENTO VIGAS

El Pre-dimensionamiento de las vigas del sistema de resistencia sísmica se realizará teniendo en cuenta lo establecido en el titulo C, capitulo C.9, C.9.5 así:

Luz (l)	Consideración	Expresión Tabla CR.9.5	Altura sin chequear deflexiones	Expresión Tabla C.9.5(a)	Altura con chequeo de deflexiones
6.11 m	Con un extremo continuo	l/12	0.51 m	l/18,5	0.33 m
6.11 m	Con un extremo continuo	l/12	0.51 m	l/18,5	0.33 m
6.11 m	Ambos extremos continuos	l/14	0.44 m	l/21	0.29 m

Se tomará una altura para las vigas de***. 0.40 m***

12.2. PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNAS

Teniendo en cuenta el numero de pisos y el uso que se empleará en cada piso se procederá a realizar un Pre-dimensionamiento de las columnas tomando la columna de mayor aferencia así:

Zona Placa				Zona Cubierta Teja		
Carga Muerta	5.55	KN/M2		**Carga Muerta**	0.6	KN/M2
Carga Viva	1.8	KN/M2		**Carga Viva o Grani**	1	KN/M2
# Pisos	1					
Area Aferente	54.1	m2				
Fc	21	Mpa				
Fy	4200	Mpa				
Amenaza sismica	Alta					
Disipacion	DES					
COMBINACIONES DE CARGA						
1.4D	233	KN				
$1.4D = 1.4XCMXAreaAferenteX\#Pisos$						
1.2D+1.6L	321	KN				
$1.2D + 1.6L = 1.2XCMXAreaAferenteX\#Pisos + 1.6XCVXAreaAferenteX\#Pisos$						
Carga maxima a resistir						
Pu	321	KN				
Esfuerzo maximo por Resistencia Concreto						
30%Fc	6.3	Mpa				
Area Bruta Minima						
$\frac{Pu}{30\%Fc}$=Ag	510	cm2				
Lado Minimo	30	cm				
Lado Minimo	30	cm				
Area Colocada	900	cm2	**Cumple!!!**			

13.DEFINICION DE LA TRAYECTORIA DE CARGAS EN LA ESTRUCTURA

A.3.1.5 *— **TRAYECTORIA DE LAS FUERZAS** — Las fuerzas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto, debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar el adecuado traspaso de las fuerzas. La cimentación debe diseñarse para los efectos de las fuerzas y movimientos sísmicos.*

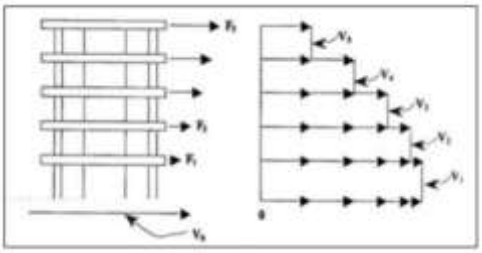
13.1. Trayectoria de cargas verticales (Muerta, Viva, Peso propio, Granizo)

Las cargas verticales en las losas de entrepiso teniendo en cuenta el sistema de placa se trasmiten a las viguetas de carga las cuales la trasmiten a las vigas de carga y estas a su vez a las columnas, estas cargas viajan por las columnas a la cimentación y producen solicitaciones de carga con las cuales se tiene que diseñar la cimentación teniendo en cuenta el tipo de suelo de fundación y el sistema especificado en el estudio de suelos.

Las cargas verticales en las cubiertas livianas en teja se trasmiten a las correas metálicas las cuales la trasmiten a las cerchas o culatas y estas al estar apoyadas en las vigas o columnas le trasmiten las cargas, estas cargas viajan por las columnas a la cimentación y producen solicitaciones de carga con las cuales se tiene que diseñar la cimentación teniendo en cuenta el tipo de suelo de fundación y el sistema especificado en el estudio de suelos.

13.1. Trayectoria de cargas Horizontales (Sismo, Viento)

El cortante en la base debido al viento y sismo, se debe determinar independientemente para las dos direcciones principales en planta. El cortante de piso en el nivel x para cada tipo de fuerza lateral (viento y sismo) corresponde a la suma de las fuerzas laterales aplicadas a la estructura en la dirección bajo estudio, desde el nivel x hasta la cubierta.



Estas cargas laterales bajan a la cimentación por medio de los elementos verticales (Columnas) y producen solicitaciones de cagas axiales, momentos y cortantes para los cuales se diseña todo el sistema de cimentación.

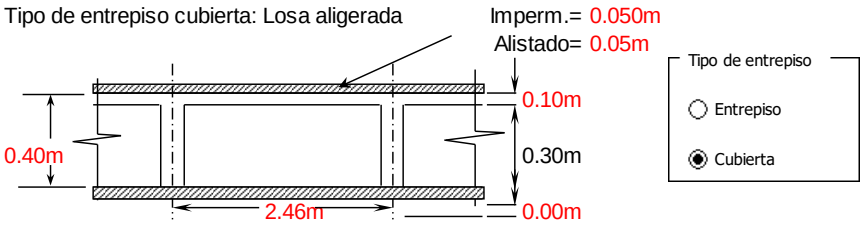
Las cargas de viento en la cubierta debido a su configuración aparte de las fuerzas laterales producen cargas de succión y compresión que se trasmiten a los elementos no estructurales (Teja) y estas la trasmiten a las correas tomando la trayectoria de una carga vertical hasta la cimentación.

14.ANALISIS DE CARGAS (Paso-2)

14.1. AVALUO DE CARGAS VERTICALES

AVALÚO DE CARGAS PISO CUBIERTA
PROYECTO: ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO CMM - SENA

Tipo de entrepiso cubierta: Losa aligerada



Peso específico concreto: 2.4T/m³
ancho de las viguetas: 0.20m
Peso específico de acabados: 2.2T/m³
Peso Impermeabilización: 1.3T/m³

Análisis de cargas muertas por m² de losa:

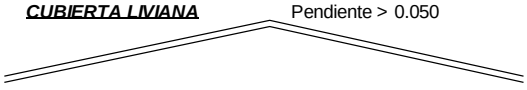
Peso propio loseta superior:	0.1x2.4x1x1=	0.240T/m²
Peso propios de viguetas:	(0.3x0.2x2.4)/2.46=	0.059T/m²
Mortero de afinado:	(0.05x2.2)=	0.110T/m²
Cielo raso liviano		0.020T/m²
Otros elementos no estructurales		0.010T/m²
Peso Impermeabilizaciór	1.3x0.05=	0.065T/m²
Subtotal carga muerta:		0.500T/m²
Carga de modelo:		0.201T/m²

Análisis de cargas vivas por m² de losa:

Carga viva:	Con acceso restringido	0.180T/m²
Carga última:	**1.2x0.5+1.6x0.18=**	**0.888T/m²**

PROYECTO: **ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO CMM - SENA**
SOGAMOSO BOYACA

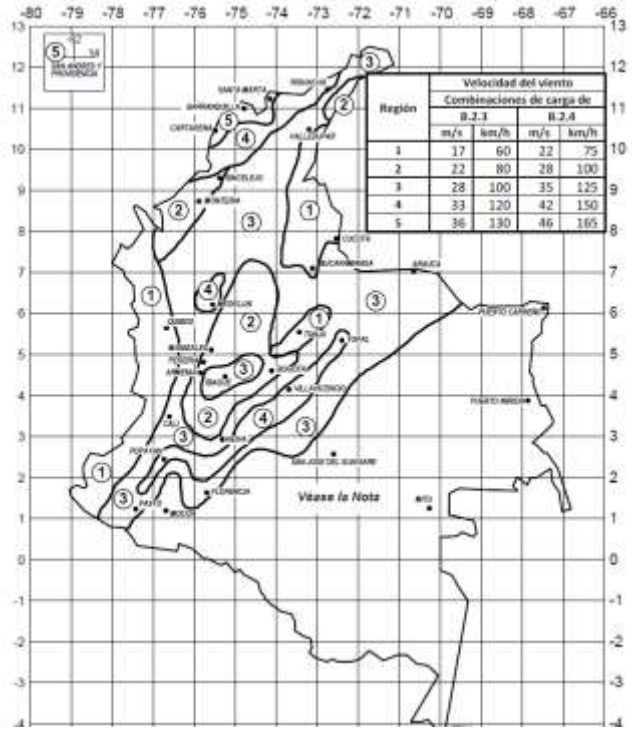
CUBIERTA LIVIANA Pendiente > 0.050



Teja -GLAMET TECH METECNO 50 mm	0.020	Ton/m²
Cercha	0.015	Ton/m²
Estrucra metalica Soporte PHR	0.015	Ton/m²
CARGA MUERTA	**0.050**	Ton/m²
CARGA VIVA	**0.050**	Ton/m²
Carga por Granizo	**0.100**	Ton/m²
		Ton/m²
CARGA ULTIMA (1.2CM+1.6CV+0.5CG)	**0.190**	Ton/m²

Las columnas se cargan en el modelo con cargas puntuales				
EJES	**aferencia m2**	**CM (ton)**	**CV (ton)**	**CG (ton)**
b-4,c-4,b2 y b-4	36.66	1.833	1.833	3.666

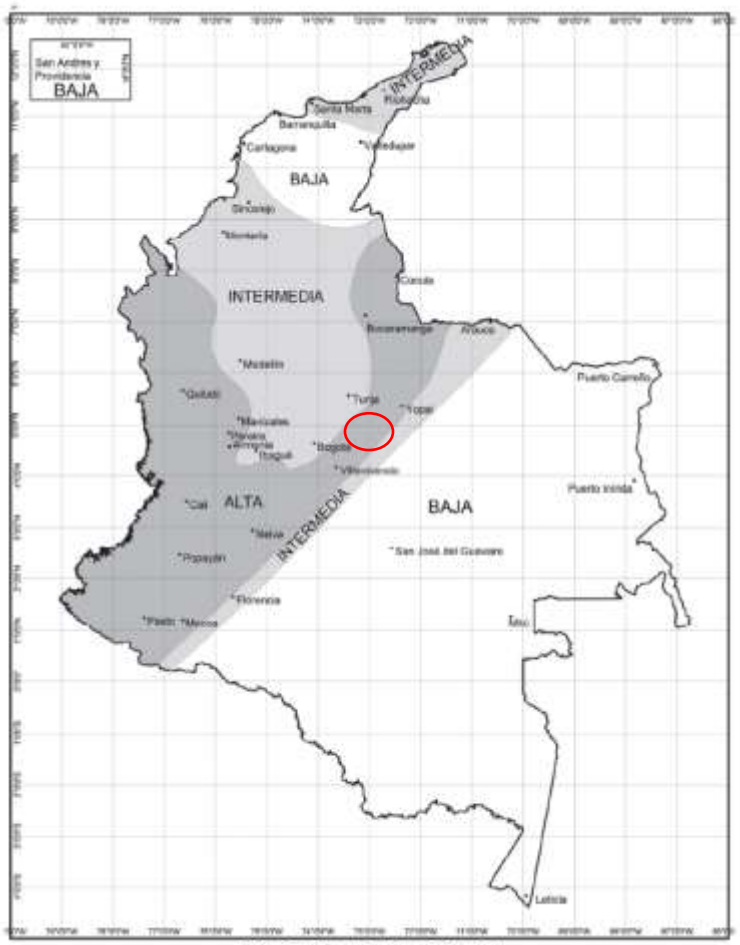
14.2. CARGAS DE VIENTO



Parámetro	Símbolo / ecuación	Magnitud	Unidad	Referencia NSR-10
Tipo de edificio	Bajo	< a 18m	-	B.6.2
Grupo de uso	-	3	-	A.2.5.1
Factor de importancia	I	1.15	-	Tabla B.6.5-1
Ubicación de proyecto	Sogamoso - Boayaca	-	-	Colombia
Zona de amenaza eólica	Región	1	-	Figura B.6.4-1
Velocidad del viento	V	22.00	m/s	Figura B.6.4-1
Factor de dirección del viento	K_d	0.85	-	Tabla B.6.5-4
Altura de la edificación por encima del terreno	Z	2.75	m	Hasta cumbrera
Categoría de rugosidad de terreno	Rugosidad C	-	-	B.6.5.6.2
Categoría de exposición	Exposición C	-	-	B.6.5.6.3
Exponente para la ley potencial de la velocidad de ráfaga	α	9.5	-	Tabla B.6.5-2
Altura nominal de la capa atmosférica	Z_g	274.3	m	Tabla B.6.5-2
Categoría de exposición	$K_z=2.01(Z/Z_g)^{2/\alpha}$	0.76	-	Tabla B.6.5-3
Factor topográfico	K_{zt}	1.00	-	B.6.5.7.2
Tipo de estructura	Rígida	2.63	Hz	B.6.2
Factor de ráfaga	G	0.85		B.6.5.8.1
Clasificación de cerramiento	Parcialmente cerrado	-	-	B.6.2
Coeficiente de presión interna presión	GC_{pi}	0.55	-	Figura B.6.5-2
Coeficiente de presión interna succión	GC_{pi}	-0.55	-	Figura B.6.5-2
Presión por velocidad	$q=qh=qi=0.613K_zK_{zt}K_dV^{\wedge}2$ I	221.21	N/m^2	B.6.5.10
Ángulo de inclinación de la cubierta	Grados °	8.50	°	Planos
h/L	Adimensional	0.15		
Ancho del panel de 1.5"	Para análisis de teja	0.50	m	Pag.60 Manual Acesco
Criterio ancho efectivo B.6.2 (como 1/3 de la luz de apoyo)	Para análisis de teja	0.40	m	B.6.2
Luz de apoyo entre correas	Para análisis de teja	1.20	m	Diseño
Área efectiva teja (se calcula con mayor ancho efectivo)	Para análisis de teja	0.60	m2	Para Fig B.6.5-8B
Luz de apoyo para correas	Para análisis de correa	6.70	m	Diseño
Ancho aferente	Para análisis de correa	1.20	m	Diseño
Área efectiva para correa	Para análisis de correa	8.04	m2	Para Fig B.6.5-8B
Coeficiente de presión externa comp. y revestimientos	GC_P	0.40	-	Figura B.6.5-8C
Coeficiente de presión externa comp. y revestimientos	GC_P	-2.20	-	Figura B.6.5-8C
Cargas de viento de diseño a presión	p_{pc} (p=q((GCp)-(Gcpi))	210.15	N/m^2	B.6.5.12.4 (B.6.5-20)
Cargas de viendo de diseño a succión	psc (p=q((GCp)-(Gcpi))	-364.99	N/m^2	B.6.5.12.4 (B.6.5-20)
Cargas de viento de diseño a presión correa	p_{pc} (p=q((GCp)-(Gcpi))	0.21	kN/m^2	B.6.1.3.2
Cargas de viendo de diseño a succión correa	psc (p=q((GCp)-(Gcpi))	-0.36	kN/m^2	B.6.5.12.4 (B.6.5-20)

15.LOCALIZACION Y ZONA DE AMENAZA SISMICA (Paso-3)

El proyecto se encuentra ubicado en la sede SENA – Centro Industrial de manufactura y mantenimiento. En la carrera 12 # 55ª -51, en el municipio de Sogamoso departamento de Boyacá. La zona de amenaza sísmica de acuerdo al mapa zonificación sísmica de Colombia es ALTA.



ZONAS DE AMENAZA SISMICA

Figura 4 - Mapa de zonificación sísmica de Colombia

16.MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO – ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO (Paso-4)

El espectro de diseño para el lugar de la edificación se determinará de acuerdo con lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10 A.2.6. Este espectro será empleado para el chequeo de las derivas de la estructura. Es importante tener en cuenta lo indicado en A.6.2.1.2, en cuanto que para las edificaciones pertenecientes a los grupos II, III y IV se permite emplear un coeficiente de importancia I = 1,00 para el cálculo de las fuerzas horizontales con las que se determinaran los desplazamientos horizontales en el centro de masa.

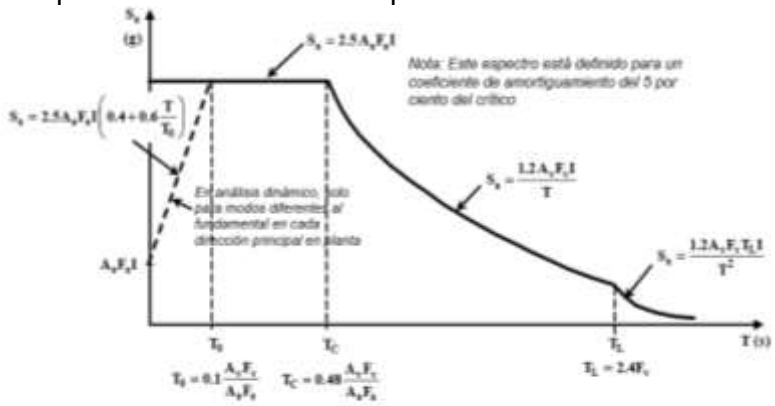


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

Teniendo en cuenta las ecuaciones que se observan en la imagen anterior, se procede a determinar los parámetros más representativos del espectro elástico de diseño, los cuales se indican a continuación:

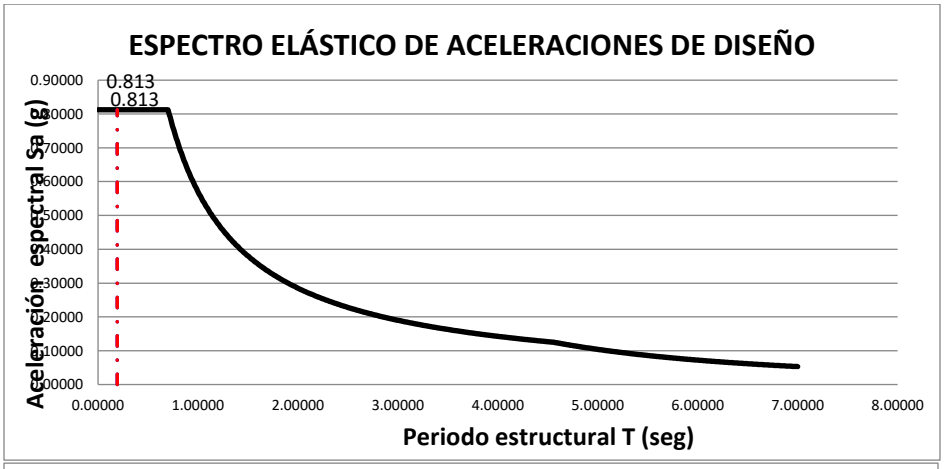
PROYECTO: ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO CMM
SENA-SOGAMOSO **PROPIEDADES DE LA ZONA**

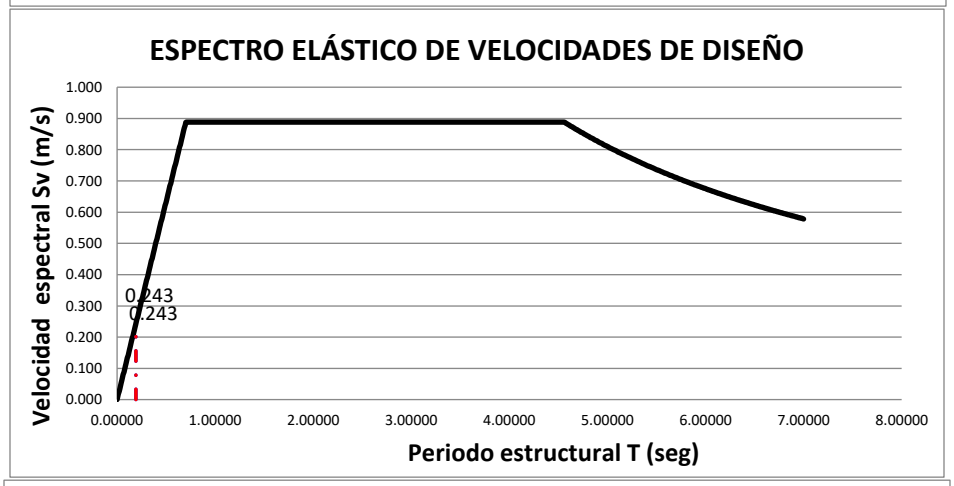
Aceleración pico efectiva Aa:	0.25	
Velocidad pico efectiva Av:	0.25	
Perfil de suelo:	TIPO D	
Fa:	1.30	
Fv:	1.90	

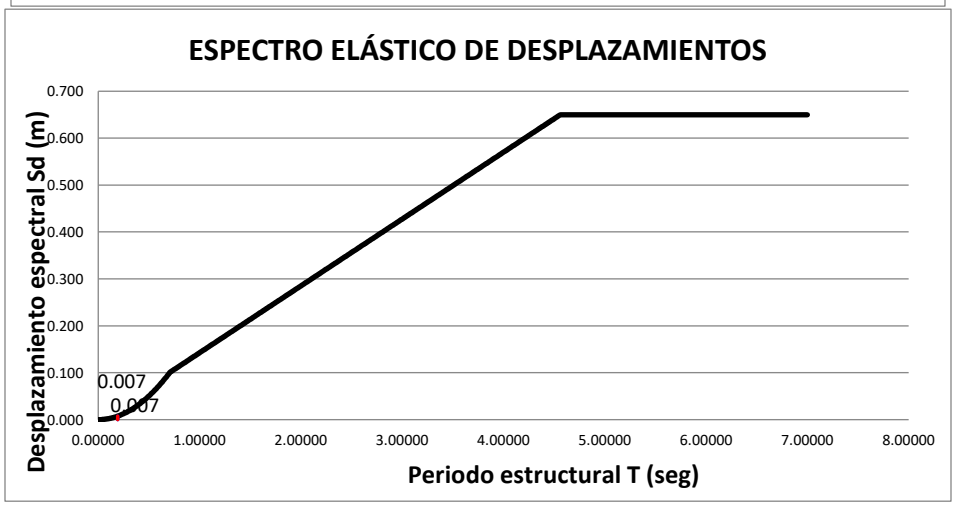
PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA

Grupo de uso:	III	
Coeficiente de importancia I:	1.25	
Altura de la estructura:	3.90 m	
Sistema estructural de resistencia sísmica:	Porticos resistentes a momentos de conreto	
Ct:	0.047	
α:	0.9	
Periodo fundamental aproximado Ta:	0.160 seg	
Cu:	1.2	
Periodo maximo de vibración de la estructura T:	0.192 seg	
Análisis dinámico:	NO	
Periodo Estructural Tx:	0.340 seg	Análisis con Etabs
Periodo Estructural Ty:	0.277 seg	Análisis con Etabs
Periodo Estructural Tx:	0.1920 seg	
Periodo Estructural Ty:	0.1920 seg	

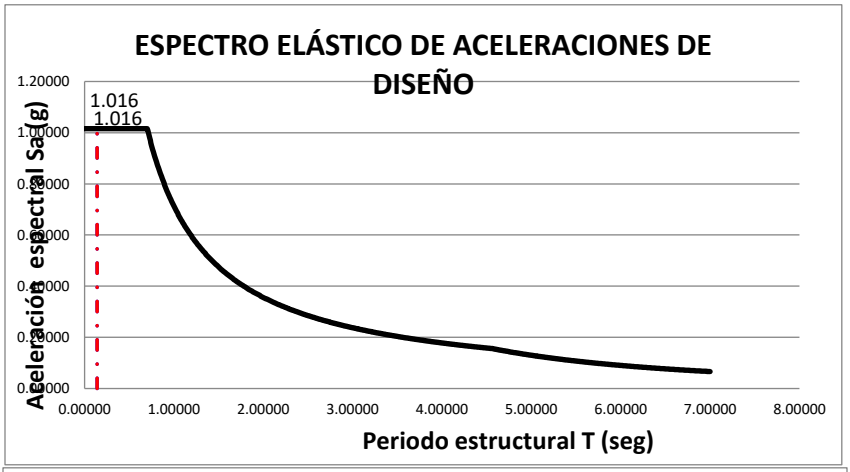
16.1. ESPECTRO ELASTICO PARA CHEQUEO DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS

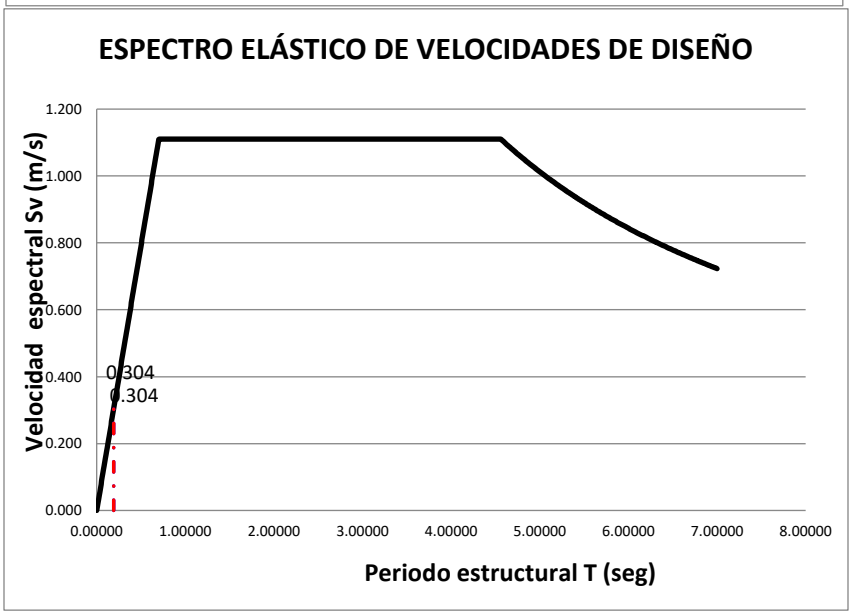


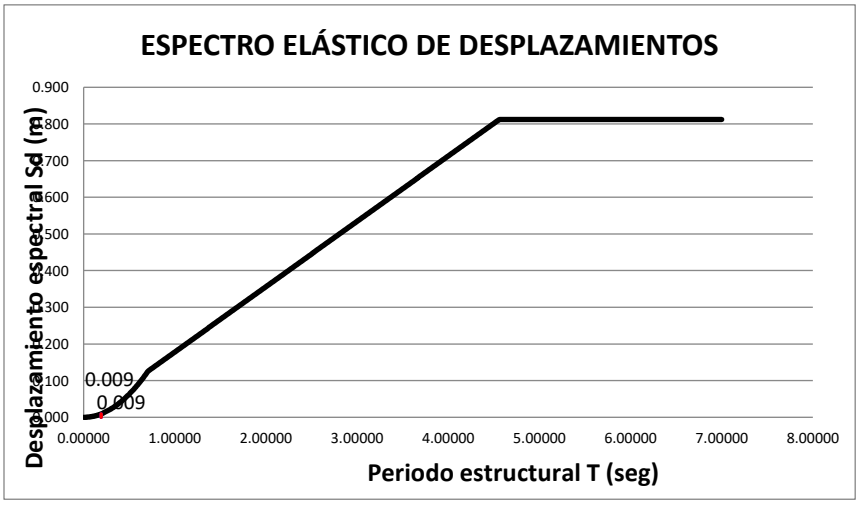




16.2. ESPECTRO ELASTICO PARA DISEÑO DE ELEMENTOS QUE HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA







17.SISTEMA ESTRUCTURAL Y MATERIALES (Paso-5)

17.1. SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación se clasifica de acuerdo al capítulo A.3, en donde de acuerdo a la configuración estructural en altura se considera un sistema de pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación especial de energía DES, descrito en la NSR-10 en la *tabla A.3-3 "Sistema estructural de pórticos resistentes a momentos" 1.(a)*, este sistema estructural se describe como un sistema compuesto por un pórtico espacial resistentes a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales de la edificación

De acuerdo a la configuración del proyecto existe una zona entre los ejes 1 y 2 en donde se considera que los pórticos se encuentran bien configurados en ambas direcciones, sin embargo revisamos la zona del eje 2 al 4 y se concluye de acuerdo a lo estipulado en la NSR-10 *tabla A.3-3 "Sistema estructural de pórticos resistentes a momentos"5.(b),* tendremos un sistema estructural de pórtico plano en una dirección y en el otro sentido una estructura de péndulo invertido en concreto con capacidad especial de disipación de energía DES. Por esta razón consideramos que en planta existe una combinación de sistemas estructurales en planta y esa permitido de acuerdo a lo estipulado en A.3.2.5.

La estructura no tiene combinación de sistemas estructurales en altura, es una estructura de un solo nivel, y no tiene esta combinación de altura de acuerdo a lo estipulado en A.3.2.4.

18.IRREGULARIDADES DE LA ESTRUCTURA Y PROCEDIMIENTO DE ANALISIS (Paso-6)

18.1. Método de Análisis Sísmico

El método de análisis sísmico empleado es el dinámico elástico cuyo uso está permitido en A.3.4 del reglamento NSR-10. Para el desarrollo de este método se siguen los lineamientos requeridos del capítulo A.5. El número de modos de empleados es tal que se obtenga para dicha cantidad de modos al menos el 90% de la masa participante de la estructura, con el objeto de que con esta cantidad de modos se esté contribuyendo de manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura.

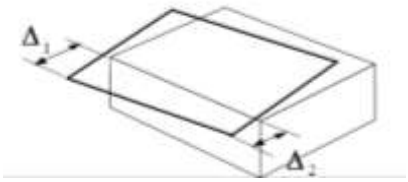
18.2. IRREGULARIDADES DE LA ESTRUCTURA

18.2.1. IRREGULARIDADES EN PLANTA

18.2.1.1. Irregularidad Tipo 1Ap Torsional

La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, incluida la torsión accidental evaluada con Ax = 1.0 y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.

$$1.4\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$$



Para este caso, para el Eje X se verificarán los desplazamientos de los puntos 109 y 119 para el sismo en X, que corresponden a la intersección de los Ejes A y 4 y a los Ejes D y 4 respectivamente; para el Eje Y se verificaran los desplazamientos de los puntos 109 y 122 para el sismo en Y que corresponden a la intersección de los Ejes A y 7 y a los Ejes D y 7 respectivamente.

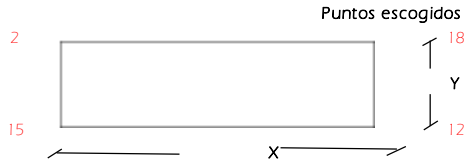
Estos desplazamientos máximos Δ^{i}_{max} para cada punto se calcularán de la siguiente manera:

$$\Delta_{max}^{i} = \sqrt[2]{\left((\delta_{xi} - \delta_{xi-1})^2 + (\delta_{yi} - \delta_{yi-1})^2\right)}$$

En donde δ_{xi} por ejemplo corresponde al desplazamiento total en el sentido X para el piso superior que para ese caso se está analizando. Estos datos de desplazamientos máximos se importan del programa ETABS a través de la opción *Display/Show Tables/Results/Displacements/Joint Drifts* y una vez se muestre la tabla de ahí se toman los valores para cada punto que se quiera analizar en sentido X y Y que aparecen indicados en la columna *Displacement X* y *Displacement Y* para cada combinación de carga, convirtiéndose estos valores en

A continuación, se indica una planta del modelo estructural donde se pueden evidenciar sobre que ejes y puntos se está realizando la verificación de las irregularidades, y posteriormente una tabla con los datos obtenidos de los cálculos realizados.

VERIFICACIÓN IRREGULARIDAD EN PLANTA
PROYECTO: ZONA CONFORT Y GIMNASIO- SENA



COPYFORM
COPYDATO
No de pisos 1

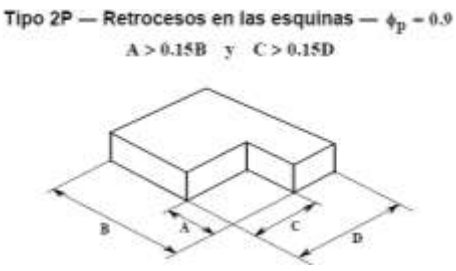
Piso: CUBIERTA

Sentido X				
Punto	$\Delta_{máx}$	1,2*((Δ_1+Δ_2)/2)	1,4*((Δ_1+Δ_2)/2)	?
15	0.584 %	0.7003 %	0.8170 %	Ok
16	0.584 %			Ok
31	0.583 %	0.7001 %	0.8168 %	Ok
12	0.583 %			Ok

Sentido Y				
Punto	$\Delta_{máx}$	1,2*((Δ_1+Δ_2)/2)	1,4*((Δ_1+Δ_2)/2)	?
16	0.388 %	0.4551 %	0.5310 %	Ok
31	0.371 %			Ok
12	0.370 %	0.4546 %	0.5303 %	Ok
15	0.387 %			Ok

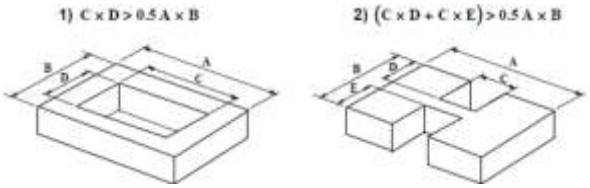
Conclusión: Se cumple que Δ_1 sea más que 1.2 veces los desplazamientos máximos promedios para los puntos de control indicados, de tal forma que ***NO Hay irregularidad torsional ni irregularidad 1bP.***

18.2.1.2. Irregularidad tipo 2P retrocesos en las esquinas



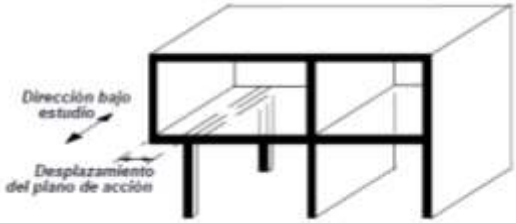
Conclusión: La geometría en planta del edificio NO genera este tipo de irregularidad. **No hay *irregularidad por retrocesos en las esquinas.***

18.2.1.3. Irregularidad tipo 3P irregularidad del diafragma



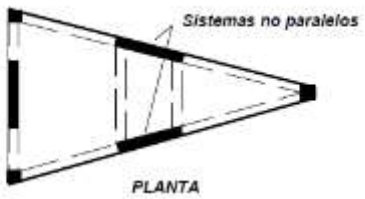
Conclusión: ***No hay irregularidad del diafragma***.

18.2.1.4. Irregularidad tipo 3P irregularidad del diafragma



Conclusión: No aplica.

18.2.1.5. Irregularidad tipo 5P sistemas no paralelos



Conclusión: No aplica.

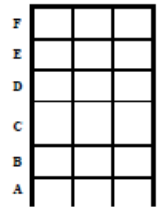
18.2.1.6. Resumen Irregularidades en planta

Irregularidades en planta Tabla A.3.6

Tipo	Descripción	¿Aplica?	¿Hay irregularidad?	fp
1Pa	Irregularidad en planta 1pa	Si	No	1
1Pb	Irregularidad en planta 1pb	Si	No	1
2P	Retrocesos en las esquinas	Si	No	1
3P	Irregularidad del diafragma	Si	No	1
4P	Desplazamiento de los planos de acción	Si	No	1
5P	Sistemas no paralelos	Si	No	1

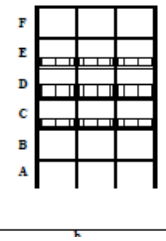
18.2.2. IRREGULARIDADES EN ALTURA

18.2.2.1. Irregularidad tipo 1bA piso flexible extremo

Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ 0.60 Rigidez $K_D \leq$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D o $0.70\ (K_D+K_E+K_F)\ /3 \leq$ Rigidez $K_C < 0.80\ (K_D+K_E+K_F)\ /3$	
Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ Rigidez $K_C < 0.60$ Rigidez K_D o Rigidez $K_C < 0.70\ (K_D+K_E+K_F)\ /3$	

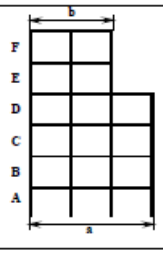
Conclusión: No aplica.

18.2.2.2. Irregularidad tipo 2A distribución de masas

Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50\ m_E$ o $m_D > 1.50\ m_C$	

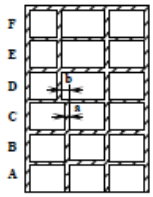
Conclusión: No aplica.

18.2.2.3. Irregularidad tipo 3A geométrica

Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30\ b$	

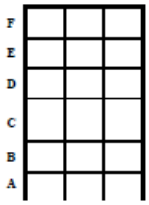
Conclusión: No aplica.

18.2.2.4. *Irregularidad tipo 4A desplazamiento dentro del plano de acción*

Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ b > a	

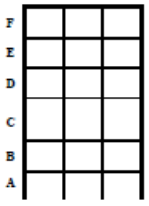
Conclusión: No aplica.

18.2.2.5. *Irregularidad tipo 5aA piso débil*

Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ 0.60 Rigidez $K_D \leq$ Rigidez $K_C <$ 0.70 Rigidez K_D o 0.70 $(K_D+K_E+K_F)$ /3 $\leq$ Rigidez $K_C <$ 0.80 $(K_D+K_E+K_F)$ /3	
Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ Rigidez $K_C <$ 0.60 Rigidez K_D o Rigidez $K_C <$ 0.70 $(K_D+K_E+K_F)$ /3	

Conclusión: No aplica.

18.2.2.6. *Irregularidad tipo 5bA piso débil extremo*

Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ 0.60 Rigidez $K_D \leq$ Rigidez $K_C <$ 0.70 Rigidez K_D o 0.70 $(K_D+K_E+K_F)$ /3 $\leq$ Rigidez $K_C <$ 0.80 $(K_D+K_E+K_F)$ /3	
Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ Rigidez $K_C <$ 0.60 Rigidez K_D o Rigidez $K_C <$ 0.70 $(K_D+K_E+K_F)$ /3	

Conclusión: No aplica.

18.2.2.7. *Resumen irregularidades en altura*

Irregularidades en altura Tabla A.3.7

Tipo	Descripción	Aplica?	Hay irregularidad?	fp
1aA	Piso Flexible 1aA	Si	No	1
1bA	Piso Flexible 1bA	Si	No	1
2A	Irregul en la distribución de masas	Si	No	1
3A	Irregularidad geometrica	Si	No	1
4A	Desplaz. Dentro del plano de accion	Si	No	1
5aA	Piso debil 5aA	Si	No	1
5bA	Piso debil 5bA	Si	No	1

18.2.3. IRREGULARIDADES POR AUSENCIA DE REDUNDANCIA

De acuerdo con lo especificado en A.3.3.8.2 se le asigna a la estructura un coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica el cual es igual a 0.75.

19.CALCULO DE FUERZAS SISMICAS

Se realiza el calculo de la fuerza horizontal equivalente manual y se compara con los datos dados del modelo matemático para comprobar que se este realizando un buen cálculo de la masa para el sismo. Una vez realizado este chequeo se procede a revisar los modos de vibración en donde se revisa que este teniéndose en cuenta un porcentaje de masa superior al 90% en ambas direcciones. Se saca los cortantes en la base pro análisis modal y se procede a realizar el ajuste teniendo en cuenta lo calculado por fuerza horizontal equivalente.

19.1. FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

CALCULO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE DERIVAS

PROYECTO: ZONA CONFORT Y GIMNASIOCMM - SENA

Fuerza en X

T (s) = 0.332
k = 1.00

Sa = 0.813 **Vs (Ton) =** 65.19
W (Ton) = 80.18

NIVEL	h_i [m]	h_T [m]	m_x [Ton]	$m_x h_x^k$	Cvx	Fi [Ton]
CUBIERTA	3.9	3.90	80.18407	312.72	1.000	65.19
			80.18	**312.72**	**1.00**	**65.19**

Fuerza en Y

T (s) = 0.285
k = 1.00

Sa = 0.813 **Vs (Ton) =** 65.19
W (Ton) = 80.18

NIVEL	h_i [m]	h_T [m]	m_x [Ton]	$m_x h_x^k$	Cvx	Fi [Ton]
CUBIERTA	3.9	3.90	80.18407	312.72	1	65.19
			80.18	**312.72**	**1.00**	**65.19**

19.2. FACTOR DE AJUSTE ANALISIS DINAMICO

De acuerdo con lo indicado en A.5.4.5, cuando se realice un análisis dinámico, los resultados deben ajustarse, de tal forma que, para el efecto de estructuras irregulares, el cortante en la base del análisis dinámico no sea inferior al 90% del cortante en el base obtenido a través del análisis por Fuerza Horizontal Equivalente (FHE); para el caso de estructuras irregulares el porcentaje equivale al 90%.

$$Factor\ de\ ajuste = \frac{0.90V_s}{V_{tj}}$$

En donde *Vs* es el cortante obtenido en a través del método de la Fuerza Horizontal Equivalente.

Los resultados del análisis antes de la corrección son:

CALCULO DE LA FUERZAS SÍSMICAS - ANALISIS MODAL

PROYECTO: ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO CMM - SENA

W_{EST}= 80.18 Ton

S_{ax}= 0.813

$V_S=0.9*W_{EST}*S_{ax}$= 58.7 Ton

S_{ay}= 0.813

$V_S=0.9*W_{EST}*S_{ay}$= 58.7 Ton

Vs_0x= 54.68 Ton

Factor de correccion= 1.07

Factor de escala nuevo= 10.52

Vs_0y= 51.99 Ton

Factor de correccion= 1.13

Factor de escala nuevo= 11.07

Nota: El valor Vs_0 corresponde al cortante basal dinámico calculado con un factor de escala igual a la gravedad 9.80665 m/s^2 y este se corrige para alcanzar el valor Vs requerido.

REACCIONES ESPECTRAL EN LA BASE - DIRECCION X								
TABLE: Story Forces								
Story	oad Case/Comb	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CUBIERTA	SXD Max	Top	0.0139	58.6652	0.1645	843.98	0.1883	0.7478
CUBIERTA	SXD Max	Bottom	0.0139	58.6652	0.1645	843.98	0.7557	229.3432

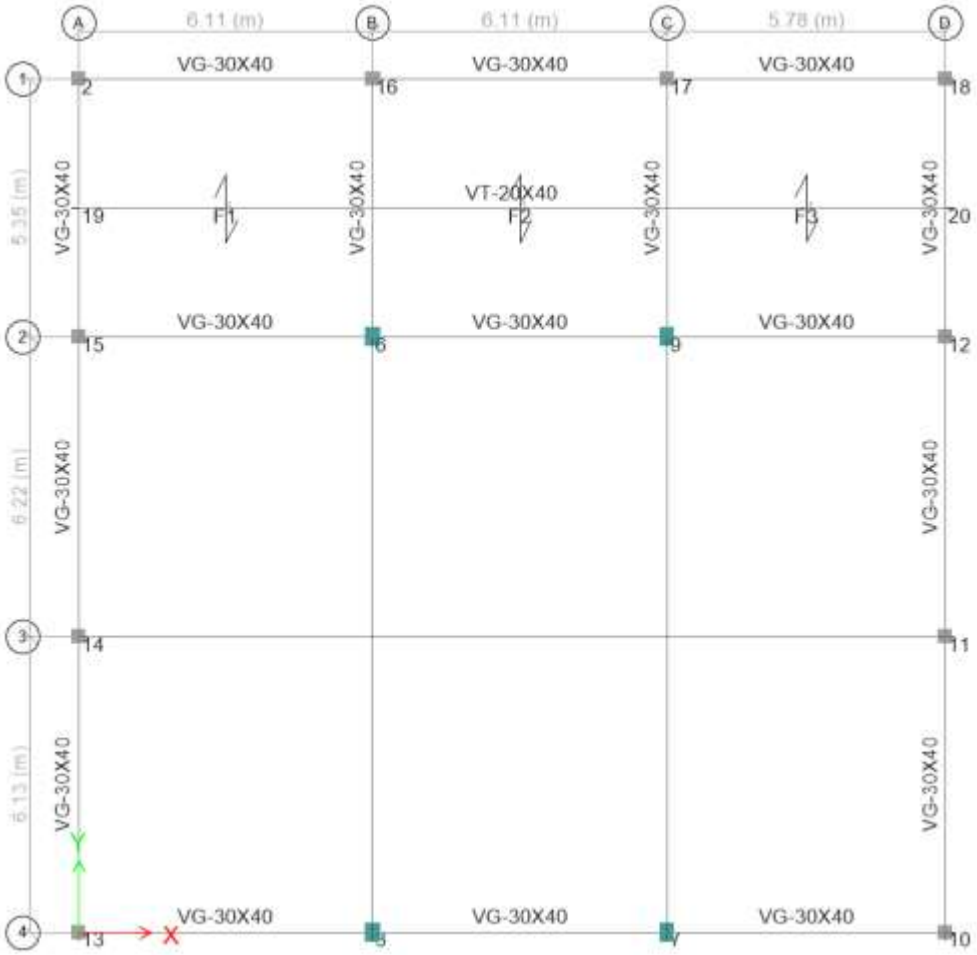
REACCIONES ESPECTRAL EN LA BASE - DIRECCION Y								
TABLE: Story Forces								
Story	oad Case/Comb	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CUBIERTA	SYD Max	Top	1.698	0.1731	58.6887	525.4206	25.7294	15.5721
CUBIERTA	SYD Max	Bottom	1.698	0.1731	58.6887	525.4206	242.9974	15.4173

20. ANALISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA MODELO ESTRUCTURAL (Paso-8)

Para realizar una buena representación de la estructura se requiere de la elaboración de un modelo de análisis elástico, para ello se empleará el programa de análisis estructural ETABS Integrated Building Desing Software 2016 versión 16.2.1.

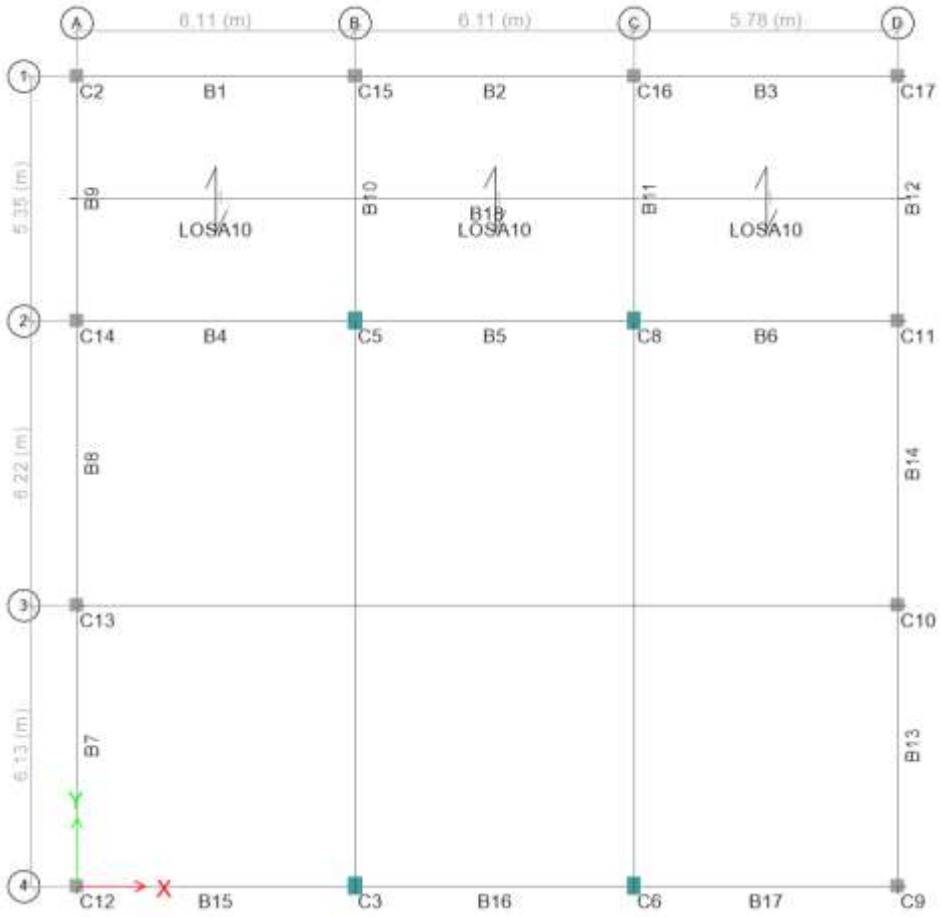
20.1. IMAGEN PLANTAS DEL MODELO MATEMATICO FRAMES

20.1.1. CUBIERTA NE+3.90

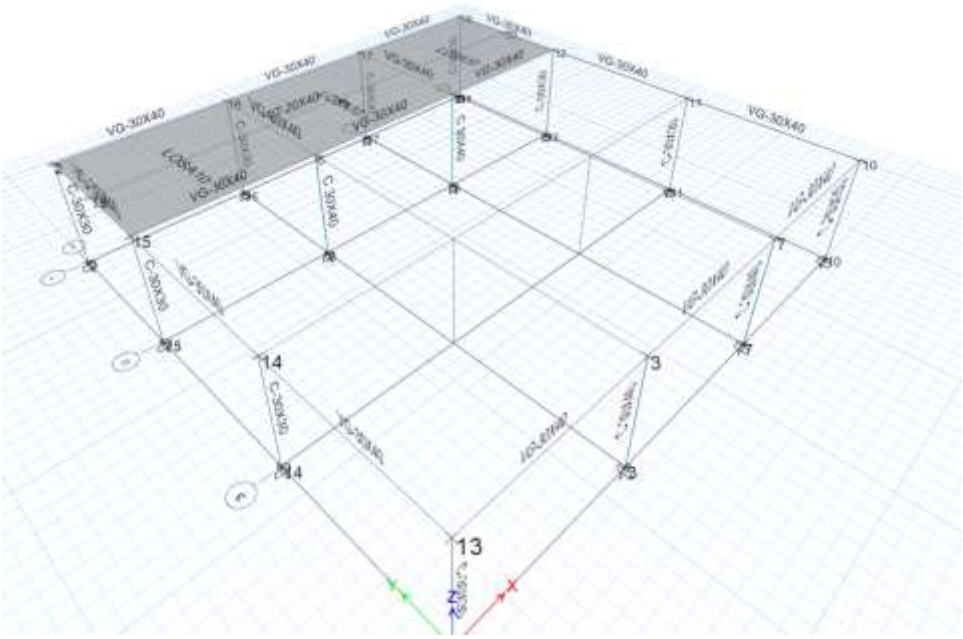

A
B
C
D
1
2
3
4
6.11 (m)
6.11 (m)
5.78 (m)
5.35 (m)
6.22 (m)
6.13 (m)
VG-30X40
VT-20X40
F1
F2
F3
2
16
17
18
19
20
15
6
9
12
14
11
13
5
7
10
X
Y

20.2. IMAGEN PLANTAS DEL MODELO MATEMATICO POINTS

20.2.1. CUBIERTA NE+3.90



20.3. IMAGEN 3D MODELO MATEMATICO



20.4. DEFINICION DE MATERIALES DENTRO DEL MODELO MATEMATICO

Se definen dos materiales dentro del modelo matemático CONC21MPA para todos los elementos en concreto (Vigas, Columnas, Losas) y Acero FY420Mpa para el refuerzo de los elementos en concreto las características definidas serán entonces:

Name	E	ν	α	G	Unit Weight	Unit Mass	Fc
	MPa		1/C	MPa	kN/m³	kg/m³	MPa
CONC21MPA	17914.55	0.20	0.000010	8043.34	23.56	2402.77	2

Name	E	α	Unit Weight	Unit Mass	Fy	Fu
	MPa	1/C	kN/m³	kg/m³	MPa	MPa
Acero fy = 420 MPa	200000.00	0.000012	76.97	7849.05	420.00	620.00

20.5. DEFINICION DE ELEMENTOS DENTRO DEL MODELO MATEMATICO

De acuerdo a lo estipulado en planos estructurales las características de los elementos que hacen parte del modelo entre ellos columnas, vigas y losas son las siguientes:

Name	Material	Shape	t3	t2	Area
			mm	mm	cm^2
C-30X30	CONC21MPA	Concrete Rectangular	300.00	300.00	900.00
C-30X40	CONC21MPA	Concrete Rectangular	300	400	1200
VG-30X40	CONC21MPA	Concrete Rectangular	300	400	1200
VT-20X40	CONC21MPA	Concrete Rectangular	200	400	800

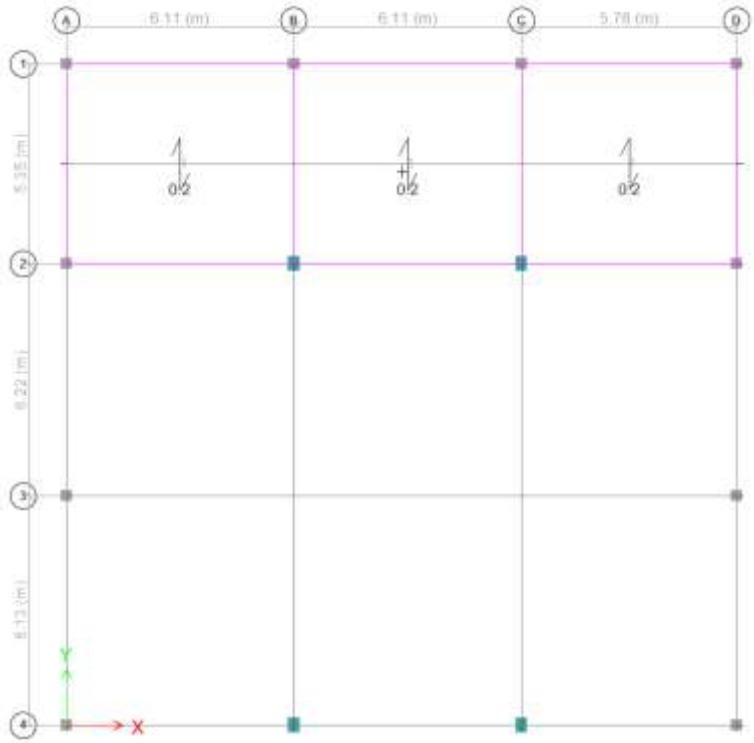
Name	Material	Slab Type	Element Type	Slab Thickness	One-Way Load Distribution?
				mm	
LOSA10	CONC21MPA	Uniform	Membrane	100.00	-

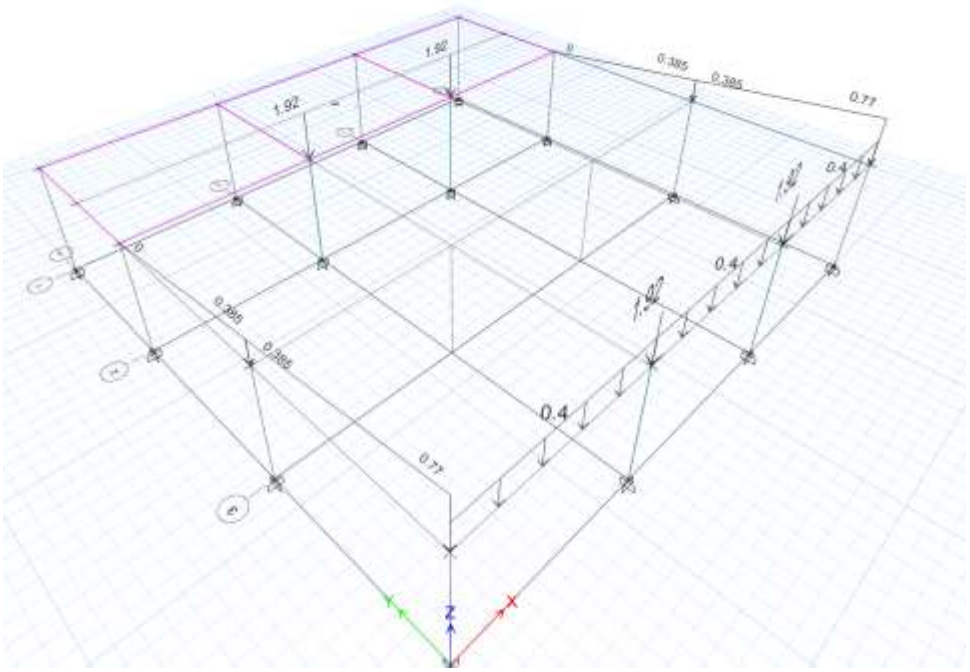
20.6. DEFINICION DE DIAFRAGMA

Para este caso NO se considera diafragma rígido en ninguna zona de la cubierta.

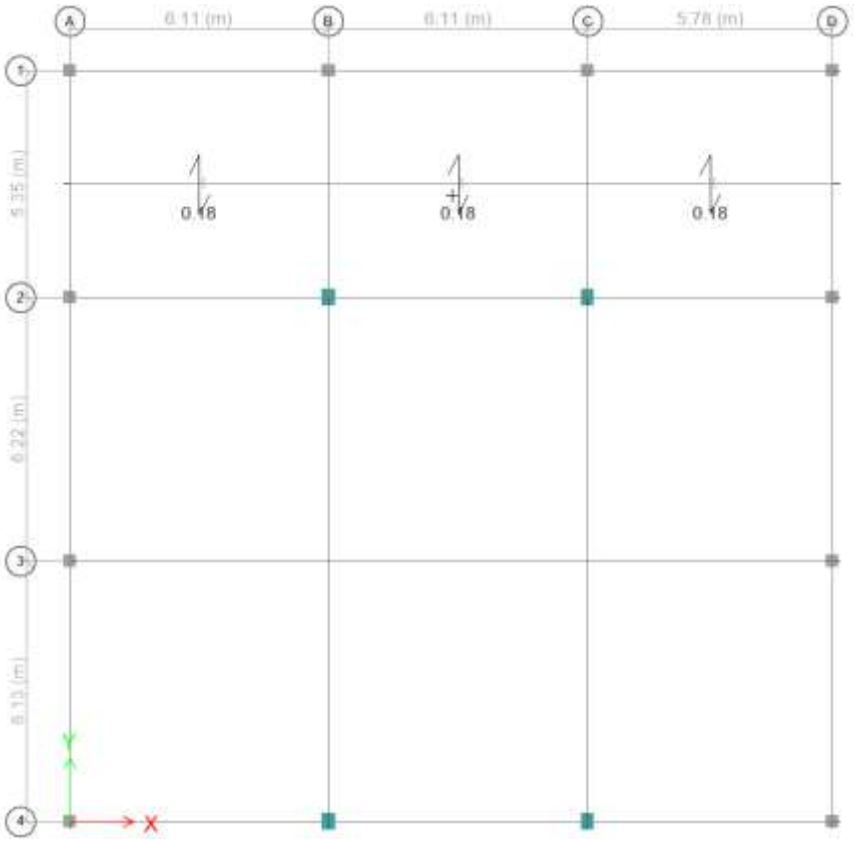
20.7. ASIGNACION DE CARGAS EN EL MODELO MATEMATICO

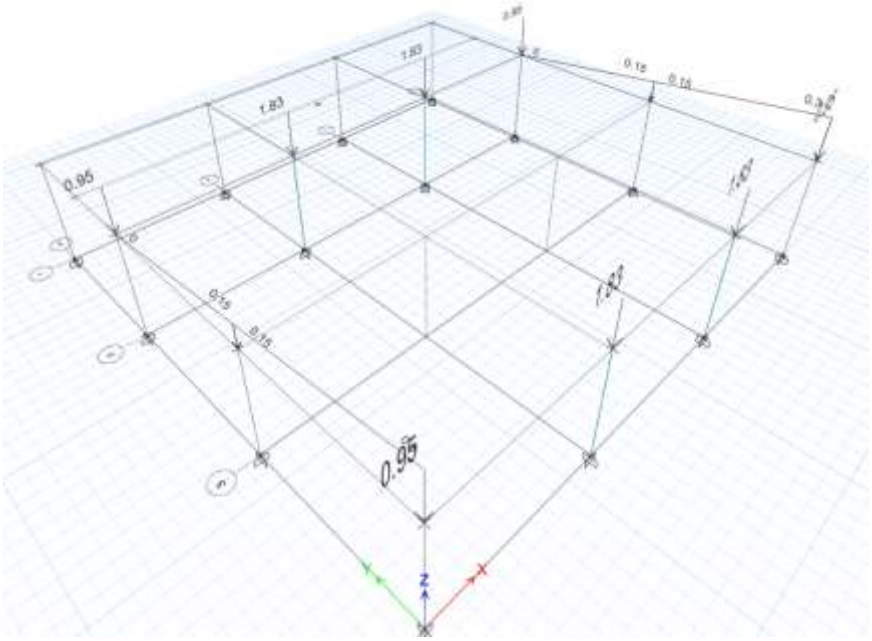
20.7.1 Carga Muerta



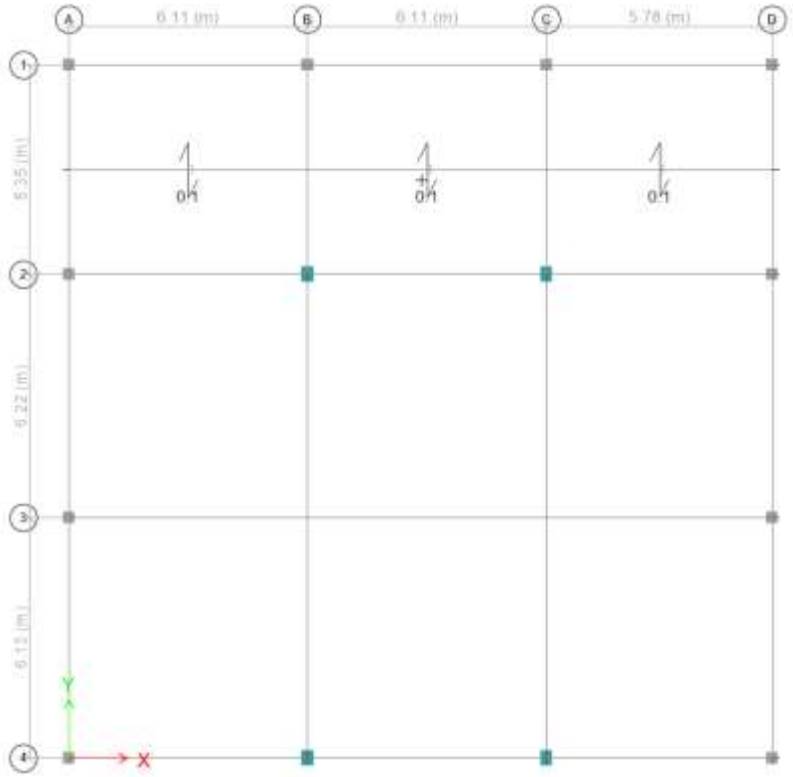


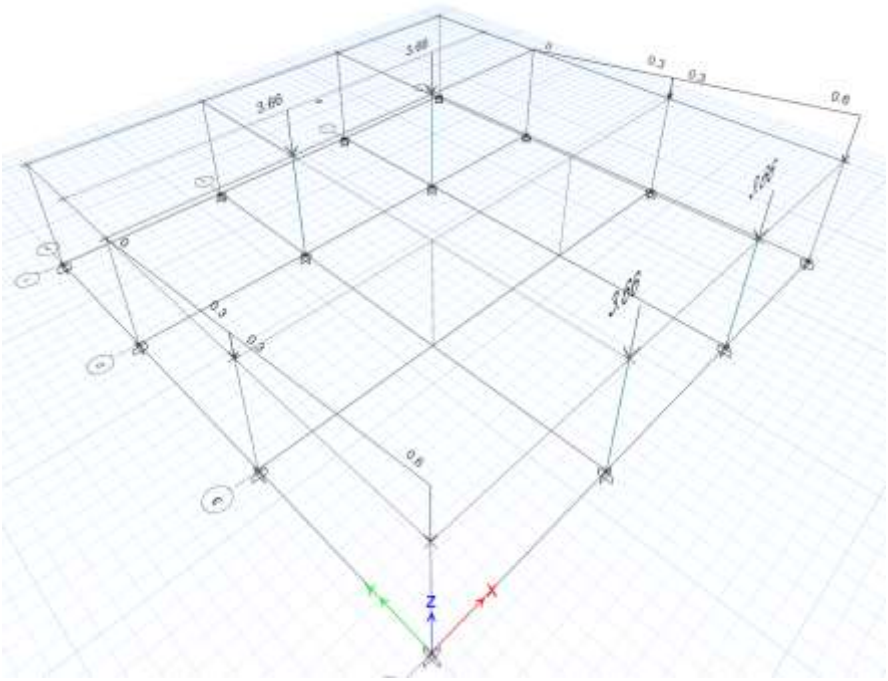
20.7.2 Carga Viva



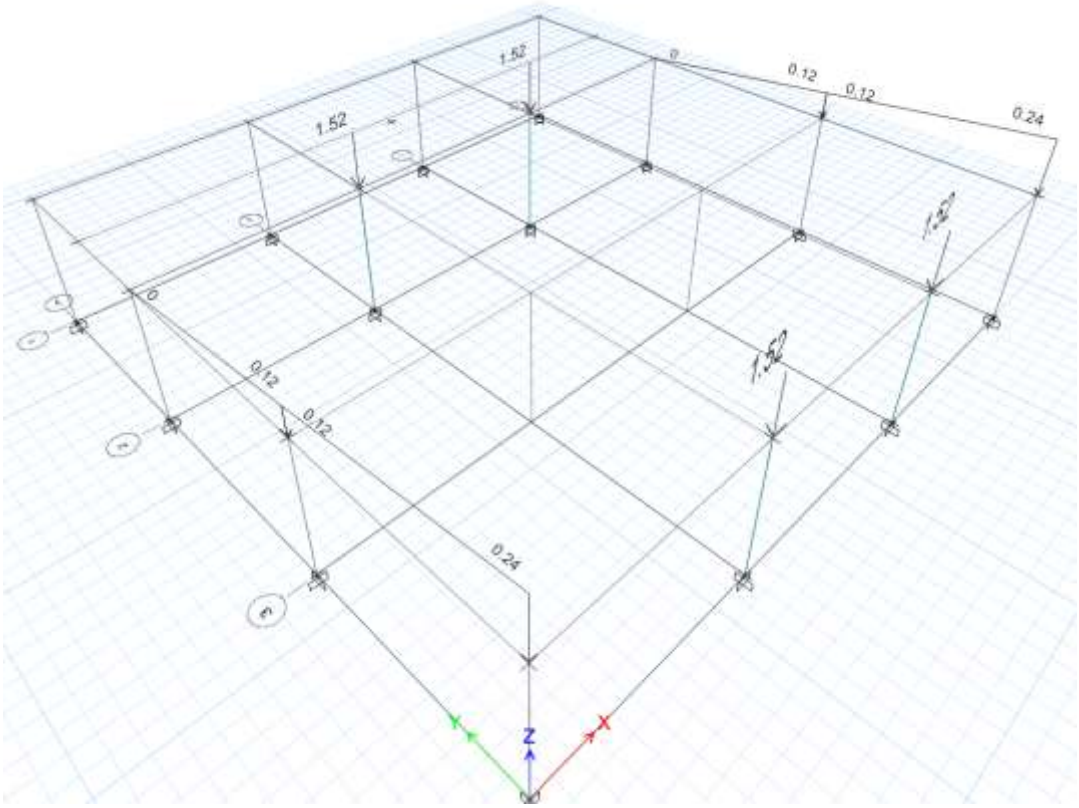


20.7.3 Carga Granizo

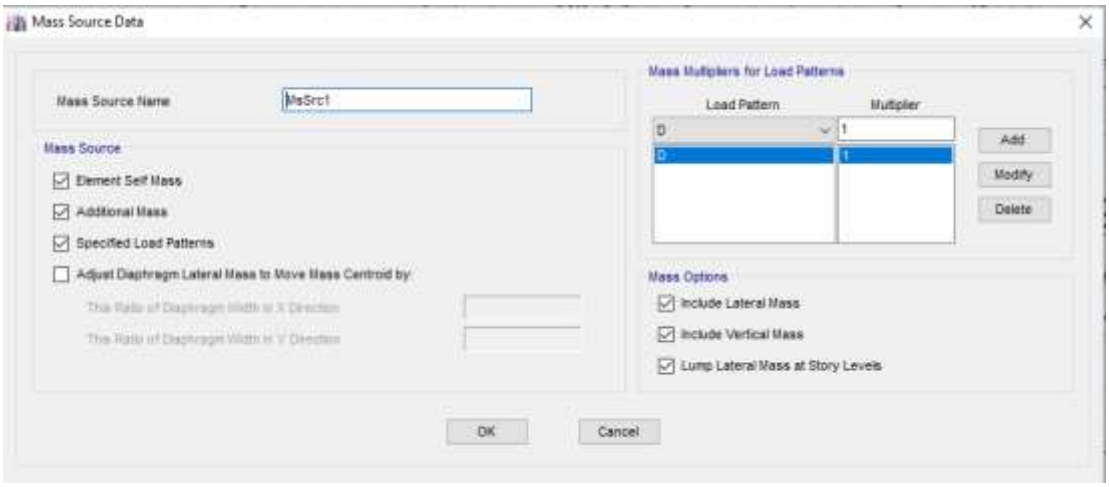




20.7.3 Carga Viento



20.8. BUSCADOR DE MASAS



20.9. DEFINICION DE PATRONES DE CARGA (LOAD PATTERNS)

Para el modelo se definen los siguientes patrones de carga:

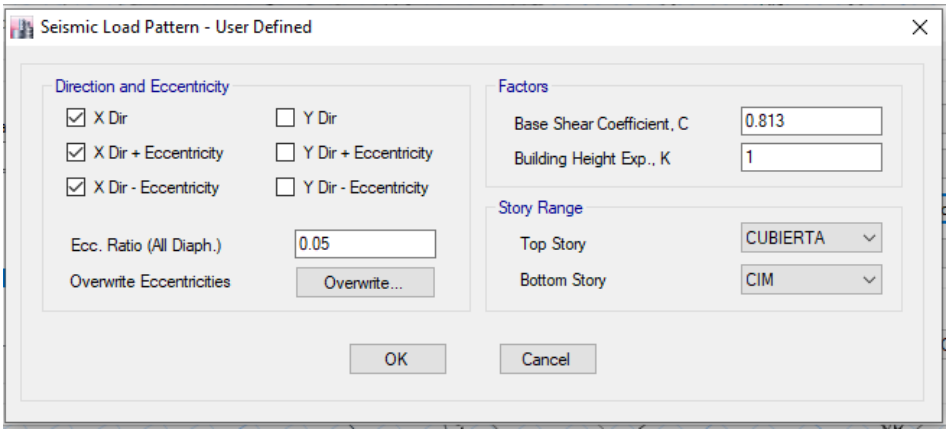
Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
Dead	Dead	1	
L	Live	0	
D	Dead	0	
FHX	Seismic	0	User Coefficient
FHY	Seismic	0	User Coefficient
W	Wind	0	None
FHX DIS	Seismic	0	User Coefficient
FHY DS	Seismic	0	User Coefficient

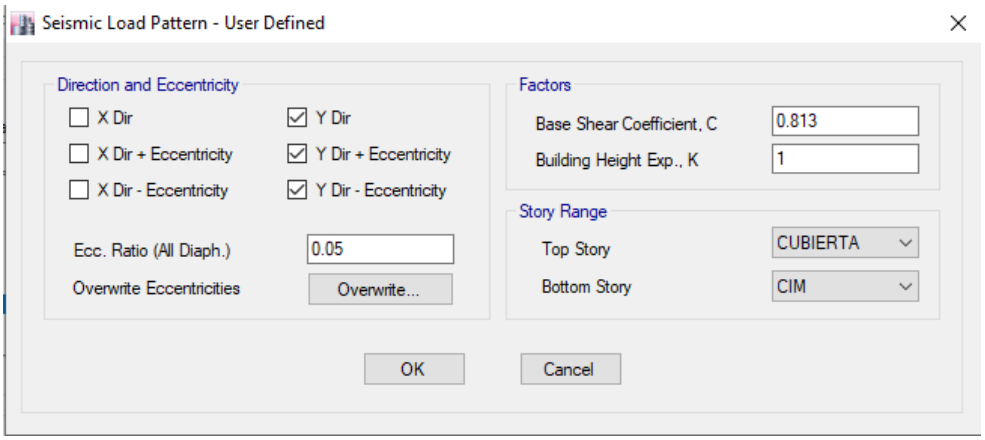
20.10. DEFINICION DE CASOS DE CARGA (LOAD CASES)

Name	Type
Dead	Linear Static
L	Linear Static
D	Linear Static
FHX	Linear Static
FHY	Linear Static
W	Linear Static
SXD	Response Spectrum
SYD	Response Spectrum
SXU	Response Spectrum
SYU	Response Spectrum
EX	Response Spectrum
EY	Response Spectrum
FHX DIS	Linear Static
FHY DIS	Linear Static

20.11. FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE DENTRO DEL MODELO MATEMATICO

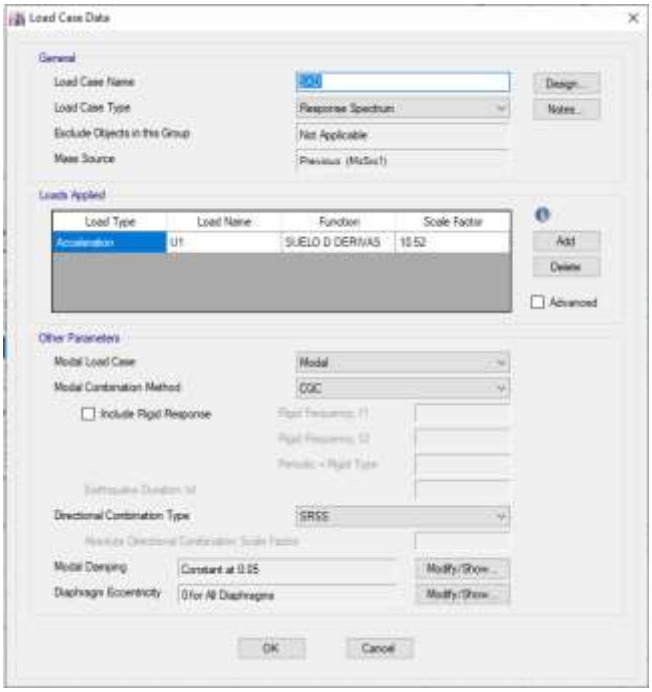
Los valores de Sa obtenidos en el espectro elástico se meten al modelo matemático como un load patterns tanto para X como para Y, estas fuerzas se meten al modelo para hacer una buena comparación y realizar el ajuste dinámico estructural, de la siguiente manera:

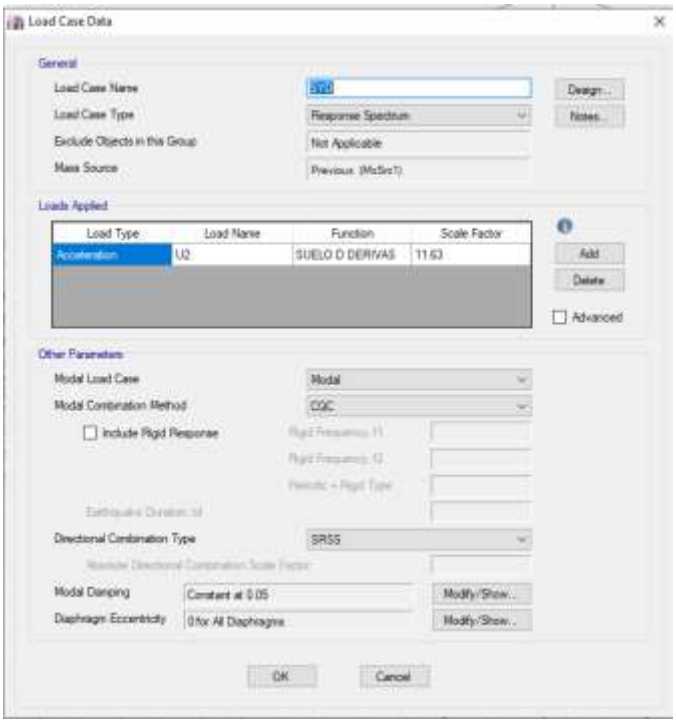




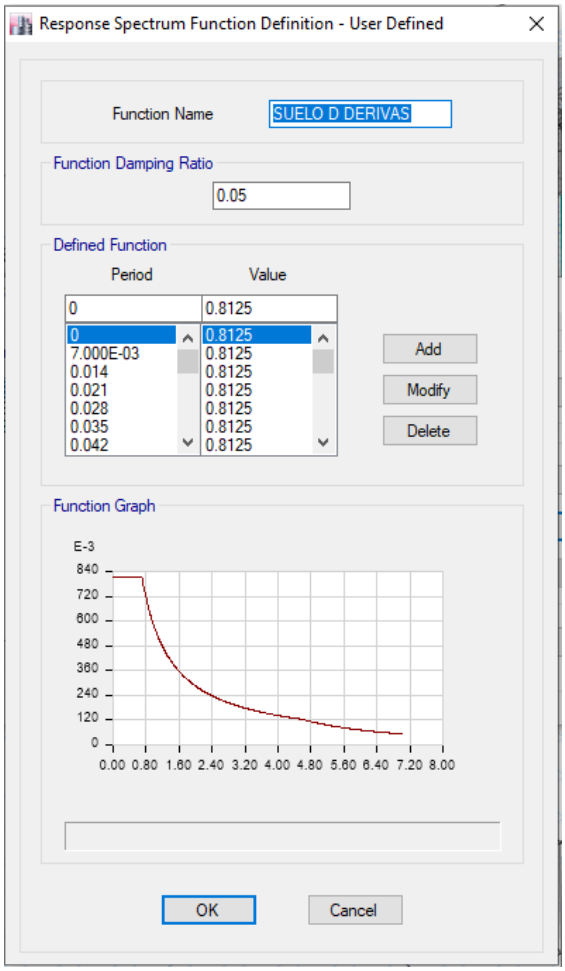
20.12. ANALISIS MODAL DENTRO DEL MODELO MATEMATICO

Se crean unos casos de carga en load cases tanto Derivas, Umbral y Diseño en cada dirección X y Y.





De acuerdo a los valores de periodos y seudoaceleraciones obtenidas con los datos de aceleraciones del sitio y de la zona teniendo en cuenta el tipo de suelo se procede a construir el espectro sísmico de Derivas, Diseño, Umbral. Estos datos se introducen dentro del modelo matemático el cual construye el espectro elástico internamente para calcular las fuerzas sísmicas.



20.13. MODOS DE VIBRACION

PARTICIONES DE MASA														
TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	0.372	0.8093	0	0	0.8093	0	0	0	0.0015	0.1073	0	0.0015	0.1073
Modal	2	0.363	0	0.3414	0.000008642	0.8093	0.3414	0.000008643	0.0007	0	0.000002628	0.0007	0.0015	0.1073
Modal	3	0.305	0.000001878	0.6558	0.0002	0.8093	0.9972	0.0002	0.0016	5.879E-07	0.0005	0.0023	0.0015	0.1078
Modal	4	0.275	0.00004635	0.0005	5.802E-07	0.8094	0.9977	0.0002	0.000001782	0.0001	0.4155	0.0023	0.0016	0.5233
Modal	5	0.249	0.1596	0.00003053	0	0.969	0.9978	0.0002	0	0.0002	0.4758	0.0023	0.0018	0.9991
Modal	6	0.235	0.031	0.0001	0	1	0.9978	0.0002	0	0.0002	0.0003	0.0023	0.002	0.9994
Modal	7	0.124	0	0.0016	0.1959	1	0.9994	0.196	0.0544	0.0041	0.000006102	0.0567	0.0061	0.9994
Modal	8	0.12	0	0.0001	0.0135	1	0.9995	0.2095	0.0037	0.0725	0.0001	0.0604	0.0786	0.9995
Modal	9	0.107	9.438E-07	0.0002	0.0509	1	0.9998	0.2605	0.0143	0.1357	0.0002	0.0747	0.2143	0.9997
Modal	10	0.105	0.000001097	0.0002	0.0475	1	1	0.308	0.0133	0.1311	0.0002	0.088	0.3453	1
Modal	11	0.025	0	0.0000058	0.0171	1	1	0.3251	0.0186	0.0021	0	0.1066	0.3475	1
Modal	12	0.025	0	0	0.1999	1	1	0.525	0.0718	0.0237	0	0.1784	0.3711	1
Modal	13	0.025	0	0.000002814	0.0188	1	1	0.5439	0.0042	0.0104	9.766E-07	0.1825	0.3815	1
Modal	14	0.025	0	0	0.0846	1	1	0.6284	0.0371	0.0526	0	0.2196	0.434	1
Modal	15	0.024	0	0	0.00002132	1	1	0.6285	0.0001	0	0	0.2197	0.434	1
Modal	16	0.022	5.247E-07	0	0.0491	1	1	0.6776	0.0002	0.1133	0	0.2199	0.5473	1
Modal	17	0.022	0	0	0.0959	1	1	0.7735	0.3524	0.0118	0	0.5723	0.5591	1
Modal	18	0.022	6.111E-07	0	0.0461	1	1	0.8196	0.0003	0.1099	0	0.5726	0.669	1

20.14. ENTRADA DE DATOS AL MODELO

En el anexo 1 se detalle el listado de datos de entrada del modelo.

}

21. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES A.6.2.1 (Paso-9)

Corresponden a los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tiene el centro de masa del piso. En caso de cálculo de desplazamientos haciendo uso del método de análisis dinámico deberá tomarse en cuenta lo indicado en A.5.4.4 para la combinación de los modos.

"A.5.4.4 — COMBINACIÓN DE LOS MODOS *— Las respuestas máximas obtenidas para cada modo, de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, deben combinarse utilizando métodos apropiados y debidamente sustentados, tales como el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados u otros. Debe tenerse especial cuidado cuando se calculen las combinaciones de las derivas, calculando la respuesta máxima de la deriva causada por cada modo independientemente y combinándolas posteriormente. No es permitido obtener las derivas totales a partir de deflexiones horizontales que ya han sido combinadas. Cuando se utilicen modelos matemáticos de análisis tridimensional deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal, tales como la combinación cuadrática total."*

En las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **II**, **III** y **IV**, de acuerdo a A.6.2.1.2 *para la determinación de las fuerzas horizontales que se empleen para calcular los desplazamientos horizontales en el centro de masa, se permite que el coeficiente de importancia **I** , tenga un valor igual a la unidad **1.0** , y las fuerzas de diseño a emplear para obtener la resistencia de la estructura deben utilizar el valor del coeficiente de importancia **I** correspondiente al grupo de uso de la edificación, tal como se define en A.2.5.2.*

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS									
			MAX (m)	0.0253	0.0386	1E-04			
TABLE: Joint Displacements									
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
				m	m	m	rad	rad	rad
CUBIERT	2	4	SXD Max	0.02535	0.0017	7.3E-05	0.00024	0.00399	0.00019
CUBIERT	2	4	SYD Max	0.00013	0.01672	5.8E-05	0.00239	2.3E-05	0.00005
CUBIERT	3	6	SXD Max	0.01074	0.0019	6E-06	0.00061	0.00108	0.00023
CUBIERT	3	6	SYD Max	0.00013	0.03858	1E-06	0.01388	2.1E-05	0.0041
CUBIERT	6	10	SXD Max	0.0249	0.00053	1.2E-05	0.00011	0.00248	0.00019
CUBIERT	6	10	SYD Max	0.00014	0.01647	6.2E-05	0.00365	2.4E-05	0.00005
CUBIERT	7	12	SXD Max	0.01073	0.00205	8E-06	0.00066	0.00105	0.00017
CUBIERT	7	12	SYD Max	0.00012	0.03647	1E-06	0.01316	1.9E-05	0.00457
CUBIERT	9	16	SXD Max	0.0249	0.00064	1.7E-05	0.00014	0.0024	0.00019
CUBIERT	9	16	SYD Max	0.00014	0.01623	6.1E-05	0.00359	1.4E-05	0.00005
CUBIERT	10	18	SXD Max	0.01069	0.00172	3.5E-05	0.00023	0.00155	0.00102
CUBIERT	10	18	SYD Max	0.00012	0.01571	4.7E-05	0.00262	7.6E-05	0.00419
CUBIERT	11	20	SXD Max	0.00965	0.00173	1E-06	0.00014	0.00335	0.00279
CUBIERT	11	20	SYD Max	0.00412	0.01579	0.00002	0.0012	0.00127	0.00101
CUBIERT	12	22	SXD Max	0.0249	0.00175	8.8E-05	0.00012	0.00362	0.00019
CUBIERT	12	22	SYD Max	0.00014	0.016	3.2E-05	0.0012	7.5E-05	0.00005
CUBIERT	13	24	SXD Max	0.01069	0.00167	3.2E-05	0.00023	0.00161	0.001
CUBIERT	13	24	SYD Max	0.00013	0.01642	4.9E-05	0.00271	7.1E-05	0.00429
CUBIERT	14	26	SXD Max	0.00969	0.00168	1E-06	0.00013	0.00338	0.00279
CUBIERT	14	26	SYD Max	0.00414	0.01651	0.00002	0.00126	0.00127	0.00105
CUBIERT	15	28	SXD Max	0.0249	0.0017	8.1E-05	0.00011	0.00375	0.00019
CUBIERT	15	28	SYD Max	0.00014	0.01672	3.3E-05	0.00124	6.5E-05	0.00005
CUBIERT	16	30	SXD Max	0.02535	0.00053	2.8E-05	5.3E-05	0.00192	0.00019
CUBIERT	16	30	SYD Max	0.00013	0.01647	9.9E-05	0.00153	1.2E-05	0.00005
CUBIERT	17	32	SXD Max	0.02535	0.00064	3.5E-05	6.3E-05	0.00184	0.00019
CUBIERT	17	32	SYD Max	0.00013	0.01623	9.7E-05	0.00151	7E-06	0.00005
CUBIERT	18	34	SXD Max	0.02535	0.00175	7.9E-05	0.00025	0.00385	0.00019
CUBIERT	18	34	SYD Max	0.00013	0.016	5.6E-05	0.00228	1.5E-05	0.00005

22. CHEQUEO DERIVAS (Paso-10)

En edificaciones regulares o irregulares que no tengan irregularidades en planta tipo 1Ap o 1bP, la deriva máxima para el piso **i** , **imax** ,corresponde a la mayor deriva de las dos direcciones principales en planta, **j** , calculada como el valor absoluto de la diferencia algebraica de los desplazamientos horizontales del centro de masa del diafragma del piso **i** , **cm,j** , en la dirección principal en planta bajo estudio con respecto a los del diafragma del piso inmediatamente inferior **i 1** en la misma dirección,

En edificaciones que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP la deriva máxima en cualquier punto del piso **i** , se puede obtener como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos, de acuerdo con A.6.2.4, del punto en el piso **i** y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso inmediatamente inferior **i 1** , por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_{max}^{i} = \sqrt{\sum_{j=1}^{2} \left(\delta_{tot,j}^{i} - \delta_{tot,j}^{i-1} \right)^2} \qquad \textbf{(A.6.3-1)}$$

DERIVAS EN TODOS LOS NODOS							
					MAX	0.651	0.984
TABLE: Joint Drifts							
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X	Displacement Y	Drift X	Drift Y
				m	m		
CUBIERTA	2	4	DER-1 Max	0.025385	0.006715	0.006509	0.001722
CUBIERTA	2	4	DER-1 Min	-0.025385	-0.006715	0.006509	0.001722
CUBIERTA	2	4	DER-2 Max	0.007736	0.017231	0.001984	0.004418
CUBIERTA	2	4	DER-2 Min	-0.007736	-0.017231	0.001984	0.004418
CUBIERTA	3	6	DER-1 Max	0.010776	0.013477	0.002763	0.003456
CUBIERTA	3	6	DER-1 Min	-0.010776	-0.013477	0.002763	0.003456
CUBIERTA	3	6	DER-2 Max	0.003346	0.039154	0.000858	0.009839
CUBIERTA	3	6	DER-2 Min	-0.003346	-0.039154	0.000858	0.009839
CUBIERTA	6	10	DER-1 Max	0.024943	0.005472	0.006396	0.001403
CUBIERTA	6	10	DER-1 Min	-0.024943	-0.005472	0.006396	0.001403
CUBIERTA	6	10	DER-2 Max	0.007608	0.016633	0.001951	0.004265
CUBIERTA	6	10	DER-2 Min	-0.007608	-0.016633	0.001951	0.004265
CUBIERTA	7	12	DER-1 Max	0.010771	0.012996	0.002762	0.003332
CUBIERTA	7	12	DER-1 Min	-0.010771	-0.012996	0.002762	0.003332
CUBIERTA	7	12	DER-2 Max	0.003343	0.03709	0.000857	0.00951
CUBIERTA	7	12	DER-2 Min	-0.003343	-0.03709	0.000857	0.00951
CUBIERTA	9	16	DER-1 Max	0.024943	0.005511	0.006396	0.001413
CUBIERTA	9	16	DER-1 Min	-0.024943	-0.005511	0.006396	0.001413
CUBIERTA	9	16	DER-2 Max	0.007608	0.016421	0.001951	0.00421
CUBIERTA	9	16	DER-2 Min	-0.007608	-0.016421	0.001951	0.00421
CUBIERTA	10	18	DER-1 Max	0.010726	0.006427	0.00275	0.001648
CUBIERTA	10	18	DER-1 Min	-0.010726	-0.006427	0.00275	0.001648
CUBIERTA	10	18	DER-2 Max	0.003328	0.016224	0.000853	0.00416
CUBIERTA	10	18	DER-2 Min	-0.003328	-0.016224	0.000853	0.00416
CUBIERTA	11	20	DER-1 Max	0.010883	0.006461	0.002791	0.001657
CUBIERTA	11	20	DER-1 Min	-0.010883	-0.006461	0.002791	0.001657
CUBIERTA	11	20	DER-2 Max	0.007014	0.016307	0.001798	0.004181
CUBIERTA	11	20	DER-2 Min	-0.007014	-0.016307	0.001798	0.004181
CUBIERTA	12	22	DER-1 Max	0.024943	0.006548	0.006396	0.001679
CUBIERTA	12	22	DER-1 Min	-0.024943	-0.006548	0.006396	0.001679
CUBIERTA	12	22	DER-2 Max	0.007608	0.016522	0.001951	0.004236
CUBIERTA	12	22	DER-2 Min	-0.007608	-0.016522	0.001951	0.004236
CUBIERTA	13	24	DER-1 Max	0.010733	0.006594	0.002752	0.001691
CUBIERTA	13	24	DER-1 Min	-0.010733	-0.006594	0.002752	0.001691
CUBIERTA	13	24	DER-2 Max	0.003337	0.016922	0.000856	0.004339
CUBIERTA	13	24	DER-2 Min	-0.003337	-0.016922	0.000856	0.004339
CUBIERTA	14	26	DER-1 Max	0.010936	0.006628	0.002804	0.001699
CUBIERTA	14	26	DER-1 Min	-0.010936	-0.006628	0.002804	0.001699
CUBIERTA	14	26	DER-2 Max	0.007051	0.017007	0.001808	0.004361
CUBIERTA	14	26	DER-2 Min	-0.007051	-0.017007	0.001808	0.004361
CUBIERTA	15	28	DER-1 Max	0.024943	0.006715	0.006396	0.001722
CUBIERTA	15	28	DER-1 Min	-0.024943	-0.006715	0.006396	0.001722
CUBIERTA	15	28	DER-2 Max	0.007608	0.017231	0.001951	0.004418
CUBIERTA	15	28	DER-2 Min	-0.007608	-0.017231	0.001951	0.004418
CUBIERTA	16	30	DER-1 Max	0.025385	0.005472	0.006509	0.001403
CUBIERTA	16	30	DER-1 Min	-0.025385	-0.005472	0.006509	0.001403
CUBIERTA	16	30	DER-2 Max	0.007736	0.016633	0.001984	0.004265
CUBIERTA	16	30	DER-2 Min	-0.007736	-0.016633	0.001984	0.004265
CUBIERTA	17	32	DER-1 Max	0.025385	0.005511	0.006509	0.001413
CUBIERTA	17	32	DER-1 Min	-0.025385	-0.005511	0.006509	0.001413
CUBIERTA	17	32	DER-2 Max	0.007736	0.016421	0.001984	0.00421
CUBIERTA	17	32	DER-2 Min	-0.007736	-0.016421	0.001984	0.00421
CUBIERTA	18	34	DER-1 Max	0.025385	0.006548	0.006509	0.001679
CUBIERTA	18	34	DER-1 Min	-0.025385	-0.006548	0.006509	0.001679
CUBIERTA	18	34	DER-2 Max	0.007736	0.016522	0.001984	0.004236
CUBIERTA	18	34	DER-2 Min	-0.007736	-0.016522	0.001984	0.004236

23. COMBINACIONES DE CARGA Y CALCULO DEL R(Paso-11)

23.1. COMBINACIONES DE CARGA

A continuación, se indicarán las combinaciones de carga que serán empleadas en el modelo, las cuales permitirán obtener las magnitudes de los resultados necesarios para el diseño, las combinaciones de carga para cada caso son.

Para el dimensionamiento de la cimentación	Referencia
CIM (D + L)	B.2.3-2
CIM (D + 0.75L)	B.2.3-4
CIM (D + W)	B.2.3-5
CIM (D + 0.7SXD + 0.2SYD)	B.2.3-6
CIM (D + 0.7SYD + 0.2SXD)	B.2.3-6
CIM (D + 0.75W + 0.75L)	B.2.3-7
CIM (D + 0.53SXD + 0.16SYD + 0.75L)	B.2.3-8
CIM (D + 0.53SYD + 0.16SXD + 0.75L)	B.2.3-8
CIM (0.6D + W)	B.2.3-9
CIM (0.6D + 0.7SXD + 0.2SYD)	B.2.3-10
CIM (0.6D + 0.7SYD + 0.2SXD)	B.2.3-10

Para chequeo de los límites de la deriva	Referencia
SXD	
SYD	
DER (1.2D+1.0SXD+0.3SYD+1.0L)	B.2.4-5
DER (1.2D+0.3SXD+1.0SYD+1.0L)	B.2.4-5
DER (0.9D+1.0SXD+0.3SYD)	B.2.4-7
DER (0.9D+0.3SXD+1.0SYD)	B.2.4-7

Para chequeo de los límites de la deriva Umbral de daño	Referencia
SXU	
SYU	
DEU (1.2D+1.0SXU+0.3SYU+1.0L)	B.2.4-5
DEU (1.2D+0.3SXU+1.0SYU+1.0L)	B.2.4-5
DEU (0.9D+1.0SXU+0.3SYU)	B.2.4-7
DEU (0.9D+0.3SXU+1.0SYU)	B.2.4-7

Para diseño de elementos a flexión y flexo-compresión	Referencia
DI (1.4D)	B.2.4-1
DI (1.2D+1.6L)	B.2.4-2
DI (1.2D+0.5W)	B.2.4-3
DI (1.2D+1.0W+1.0L)	B.2.4-4
DI (1.2D+1.0EX+0.3EY+1.0L)	B.2.4-5
DI (1.2D+0.3EX+1.0EY+1.0L)	B.2.4-5
DI (0.9D+1.0EX+0.3EY)	B.2.4-7
DI (0.9D+0.3EX+1.0EY)	B.2.4-7

La metodología para las combinaciones de carga es la siguiente:

1. Todas las combinaciones para chequeo de los límites de la deriva están asociadas al caso de carga SXD y SYD que a su vez están asociados al espectro de derivas ESP DER.

2. Todas las combinaciones para chequeo de los límites de la deriva Umbral de daño están asociadas al caso de carga SXU y SYU que a su vez están asociados al espectro de umbral de daño ESP UD.

Las combinaciones de carga para diseño de elementos a flexión y a flexo-compresión están asociadas a los casos de carga EX y EY, para tener en cuenta el efecto de R y de I, se afectará en el Load Case Data el factor de escala de la siguiente manera: Se toma la magnitud de la gravedad ajustada para el caso SXD dividido por R y el factor de importancia I se tiene en cuenta en el espectro de diseño ESP DI, esto da origen a el caso de carga EX que será la fuerza sísmica usada para estas combinaciones.

23.2. CALCULO DE R

El coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño corresponde al coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica. Para este proyecto al tener combinación de sistemas estructurales en planta a criterio optamos por realizar y tomar el promedio de los R de los sistemas estructurales utilizados R_2.5 – R_7.0 Promedio R=4.75.

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$$

Descripción	Coeficiente	Magnitud
Coeficiente de reducción por irregularidad en altura	ϕa	1.00
Coeficiente de reducción por irregularidad en planta	ϕp	1.00
Coeficiente de reducción por ausencia de redundancia	ϕr	0.75
Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico	R0	4.75
Coeficiente de capacidad de disipación de energía para diseño	**R**	**3.563**

24. INDICE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Se pueden despreciar el efecto P-delta cuando el índice estabilidad Q es menor a 0.10, el índice de estabilidad se calcula de acuerdo a la formula A.6.6-2 de la siguiente manera:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}} \qquad \text{(A.6.2-2)}$$

CALCULO DEL INDICE DE ESTABILIDAD

Sentido	NIVEL	Pu (Ton)	Pu (Ton)	DESPLAZ.	V #¿NOMBRE?	SVu (Ton)	L (m)	Q	
Proticos Sentido X	CUBIERTA	119.52	119.52	0.025	65.19	65.19	3.90	0.01	Piso No suceptible a Ladeo

Sentido	NIVEL	Pu (Ton)	SPu (Ton)	DESPLAZ.	V (Ton)	SVu (Ton)	L (m)	Q	
Proticos Sentido Y	CUBIERTA	119.52	119.52	0.039	65.19	65.19	3.90	0.02	Piso no suceptible a Ladeo

25. REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DE LOS GRUPOS DE USO III Y IV – UMBRAL DE DAÑO

De acuerdo con lo establecido en el capítulo A.12, las edificaciones de los grupos III y IV deben cumplir unos requisitos adicionales con el fin de garantizar que puedan operar después de un evento sísmico.

25.1. MOVIMIENTO CORRESPONDIENTE A UMBRAL DE DAÑO

El espectro de umbral de daño para el lugar de la edificación se determinará de acuerdo con lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10 A.12.2. Este espectro será empleado para el chequeo de las derivas de la estructura de acuerdo con lo establecido en A.12.5.3.

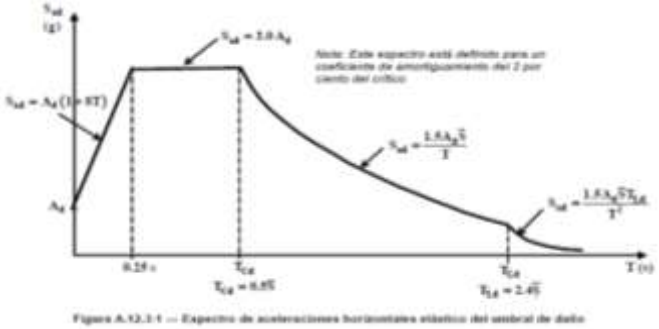


Figura A.12.3-1 — Espectro de aceleraciones horizontales elástico del umbral de daño

Teniendo en cuenta las ecuaciones que se observan en la imagen anterior, se procede a determinar los parámetros más representativos del espectro elástico de diseño, los cuales se indican a continuación:

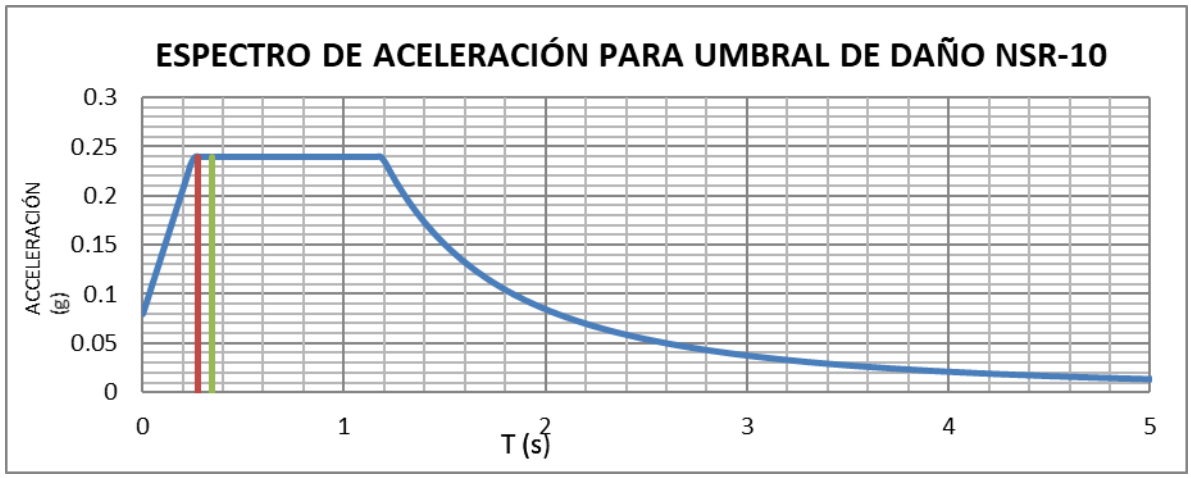
ESPECTRO DE ACCELERACIÓN PARA UMBRAL DE DAÑO NSR-10

PROYECTO: ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO CMM - SENA
SOGAMOSO

TIPO DE ANÁLISIS	ANÁLISIS DINÁMICO		
CLASIFICACIÓN DEL SUELO	D		
GRUPO DE USO	III	I=	1.25
Coeficiente de amortiguamiento critico			2%
ACELERACIÓN PICO EFECTIVA (A_a)		A_a=	0.25
VELOCIDAD PICO EFECTIVA (A_v)		A_v=	0.25
ACELERACIÓN PICO EFECTIVA PARA UMBRAL DE DAÑO (Ad)		Ad=	0.08
Coeficiente de Amplificación Fa para periodos cortos		F_a=	1.3
Coeficiente de amplificacíon Fv para periodos intermedios		F_v=	1.9
Coeficiente de sitio para el Umbral de daño (S)		S=	2.375
período de vibración, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro sísmico del umbral de daño		Tcd=	1.1875

Altura Edificio = 3.90 m

Periódo Estructural Tx: **0.347 s**
Periódo Estructural Ty: **0.277 s**



25.2. FACTOR DE AJUSTE UMBRAL DE DAÑO

De acuerdo con lo indicado en A.5.4.5 y A.12.4.4, cuando se realice un análisis dinámico, los resultados deben ajustarse, de tal forma que, para el efecto de estructuras irregulares, el cortante en la base del análisis dinámico no sea inferior al 90% del cortante en el base obtenido a través del análisis por Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) indicado en A.12.4.3.2; para el caso de estructuras regulares el porcentaje equivale al 90%.

$$Factor\ de\ ajuste = \frac{0.90V_{sd}}{V_{tj}}$$

En donde *Vsd* es el cortante obtenido en a través del método de la Fuerza Horizontal Equivalente empleando la ecuación (A.12.4-1).

Los resultados del análisis antes de la corrección son:

CALCULO DE LA FUERZAS SÍSMICAS - ANALISIS MODAL UMBRAL DE DAÑO
PROYECTO: ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO CMM - SENA

W_{EST}=	80.18 Ton		
S_{ax}=	0.240	**S_{ay}=**	0.240
V_S=0.8*W_{EST}*S_{ax}=	15.4 Ton	**V_S=0.8*W_{EST}*S_{ay}=**	15.4 Ton
Vs_0x=	16.09 Ton	**Vs_0y=**	15.36 Ton
Factor de correccion=	1.00	**Factor de correccion=**	1.00
Factor de escala nuevo=	9.81	**Factor de escala nuevo=**	9.83

Nota: El valor Vs_0 corresponde al cortante basal dinámico calculado con un factor de escala igual a la gravedad 9.80665 m/s^2 y este se corrige para alcanzar el valor Vs requerido.

REACCIONES ESPECTRAL EN LA BASE - DIRECCION X

TABLE: Story Forces								
Story	oad Case/Comb	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CUBIERTA	SXU Max	Top	0.0025	16.0937	0.0439	232.3806	0.0376	0.1906
CUBIERTA	SXU Max	Bottom	0.0025	16.0937	0.0439	232.3806	0.1979	62.9174

REACCIONES ESPECTRAL EN LA BASE - DIRECCION Y

TABLE: Story Forces								
Story	oad Case/Comb	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CUBIERTA	SYU Max	Top	0.337	0.0439	15.3568	137.4669	5.1435	3.1039
CUBIERTA	SYU Max	Bottom	0.337	0.0439	15.3568	137.4669	63.4607	3.0494

25.3. CHEQUEO DERIVAS UMBRAL DE DAÑO

DERIVAS UMBRAL DE DAÑO							
TABLE: Joint Drifts							
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X	Displacement Y	Drift X	Drift Y
				m	m		
CUBIERTA	2	4	DEU-1 Max	0.007019	0.005464	0.0018	0.001401
CUBIERTA	2	4	DEU-1 Min	-0.007019	-0.005464	0.0018	0.001401
CUBIERTA	2	4	DEU-2 Max	0.002128	0.004511	0.000546	0.001157
CUBIERTA	2	4	DEU-2 Min	-0.002128	-0.004511	0.000546	0.001157
CUBIERTA	3	6	DEU-1 Max	0.002812	0.012072	0.000721	0.003095
CUBIERTA	3	6	DEU-1 Min	-0.002812	-0.012072	0.000721	0.003095
CUBIERTA	3	6	DEU-2 Max	0.000864	0.010245	0.000221	0.002627
CUBIERTA	3	6	DEU-2 Min	-0.000864	-0.010245	0.000221	0.002627
CUBIERTA	6	10	DEU-1 Max	0.006898	0.005082	0.001769	0.001303
CUBIERTA	6	10	DEU-1 Min	-0.006898	-0.005082	0.001769	0.001303
CUBIERTA	6	10	DEU-2 Max	0.002093	0.004353	0.000537	0.001116
CUBIERTA	6	10	DEU-2 Min	-0.002093	-0.004353	0.000537	0.001116
CUBIERTA	7	12	DEU-1 Max	0.00281	0.011479	0.00072	0.002943
CUBIERTA	7	12	DEU-1 Min	-0.00281	-0.011479	0.00072	0.002943
CUBIERTA	7	12	DEU-2 Max	0.000863	0.009705	0.000221	0.002488
CUBIERTA	7	12	DEU-2 Min	-0.000863	-0.009705	0.000221	0.002488
CUBIERTA	9	16	DEU-1 Max	0.006898	0.005038	0.001769	0.001292
CUBIERTA	9	16	DEU-1 Min	-0.006898	-0.005038	0.001769	0.001292
CUBIERTA	9	16	DEU-2 Max	0.002093	0.004297	0.000537	0.001102
CUBIERTA	9	16	DEU-2 Min	-0.002093	-0.004297	0.000537	0.001102
CUBIERTA	10	18	DEU-1 Max	0.002798	0.005165	0.000717	0.001324
CUBIERTA	10	18	DEU-1 Min	-0.002798	-0.005165	0.000717	0.001324
CUBIERTA	10	18	DEU-2 Max	0.000859	0.004245	0.00022	0.001089
CUBIERTA	10	18	DEU-2 Min	-0.000859	-0.004245	0.00022	0.001089
CUBIERTA	11	20	DEU-1 Max	0.003871	0.005191	0.000993	0.001331
CUBIERTA	11	20	DEU-1 Min	-0.003871	-0.005191	0.000993	0.001331
CUBIERTA	11	20	DEU-2 Max	0.001869	0.004267	0.000479	0.001094
CUBIERTA	11	20	DEU-2 Min	-0.001869	-0.004267	0.000479	0.001094
CUBIERTA	12	22	DEU-1 Max	0.006898	0.00526	0.001769	0.001349
CUBIERTA	12	22	DEU-1 Min	-0.006898	-0.00526	0.001769	0.001349
CUBIERTA	12	22	DEU-2 Max	0.002093	0.004323	0.000537	0.001109
CUBIERTA	12	22	DEU-2 Min	-0.002093	-0.004323	0.000537	0.001109
CUBIERTA	13	24	DEU-1 Max	0.002801	0.005366	0.000718	0.001376
CUBIERTA	13	24	DEU-1 Min	-0.002801	-0.005366	0.000718	0.001376
CUBIERTA	13	24	DEU-2 Max	0.000861	0.00443	0.000221	0.001136
CUBIERTA	13	24	DEU-2 Min	-0.000861	-0.00443	0.000221	0.001136
CUBIERTA	14	26	DEU-1 Max	0.003891	0.005394	0.000998	0.001383
CUBIERTA	14	26	DEU-1 Min	-0.003891	-0.005394	0.000998	0.001383
CUBIERTA	14	26	DEU-2 Max	0.001878	0.004452	0.000482	0.001142
CUBIERTA	14	26	DEU-2 Min	-0.001878	-0.004452	0.000482	0.001142
CUBIERTA	15	28	DEU-1 Max	0.006898	0.005464	0.001769	0.001401
CUBIERTA	15	28	DEU-1 Min	-0.006898	-0.005464	0.001769	0.001401
CUBIERTA	15	28	DEU-2 Max	0.002093	0.004511	0.000537	0.001157
CUBIERTA	15	28	DEU-2 Min	-0.002093	-0.004511	0.000537	0.001157
CUBIERTA	16	30	DEU-1 Max	0.007019	0.005082	0.0018	0.001303
CUBIERTA	16	30	DEU-1 Min	-0.007019	-0.005082	0.0018	0.001303
CUBIERTA	16	30	DEU-2 Max	0.002128	0.004353	0.000546	0.001116
CUBIERTA	16	30	DEU-2 Min	-0.002128	-0.004353	0.000546	0.001116
CUBIERTA	17	32	DEU-1 Max	0.007019	0.005038	0.0018	0.001292
CUBIERTA	17	32	DEU-1 Min	-0.007019	-0.005038	0.0018	0.001292
CUBIERTA	17	32	DEU-2 Max	0.002128	0.004297	0.000546	0.001102
CUBIERTA	17	32	DEU-2 Min	-0.002128	-0.004297	0.000546	0.001102
CUBIERTA	18	34	DEU-1 Max	0.007019	0.00526	0.0018	0.001349
CUBIERTA	18	34	DEU-1 Min	-0.007019	-0.00526	0.0018	0.001349
CUBIERTA	18	34	DEU-2 Max	0.002128	0.004323	0.000546	0.001109
CUBIERTA	18	34	DEU-2 Min	-0.002128	-0.004323	0.000546	0.001109

26. DISEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURA (Paso-12)

26.1. DISEÑO DE LAS COLUMNAS

26.1.1. Calculo Pandeo Columnas

El cálculo de pandeo de las columnas se calcula de acuerdo a C.10.10.1(b) de la siguiente manera.

b) en elementos a compresión arriostrados contra desplazamientos laterales cuando:

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 34 - 12(M_1/M_2) \le 40 \qquad \text{(C.10-7)}$$

CHEQUEO PANDEO COLUMNAS		
K	1.000	
Lu	3.500	m
B	0.400	m
H	0.300	m
I	0.002	m4
A	0.120	m2
R	0.115	m
KL/R	30.311	***OK***
M1	0.360	Ton.m
M2	8.400	Ton.m
34-12(M1/M2)	33.486	***OK***

26.1.2. Fuerza interna de las columnas

FUERZA INTERNA DE LOS ELEMENTOS									
TABLE: Column Forces									
Story	Column	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CUBIERTA	C2	ENVOLDIS Max	0	-3.1888	1.1941	2.658	0.0164	4.4434	2.9759
CUBIERTA	C2	ENVOLDIS Max	1.75	-2.8826	1.1941	2.658	0.0164	0.0015	1.1603
CUBIERTA	C2	ENVOLDIS Max	3.5	-2.5764	1.1941	2.658	0.0164	0.5842	6.0199
CUBIERTA	C2	ENVOLDIS Min	0	-8.6341	-3.3407	-0.6804	-0.016	-1.7972	-5.6725
CUBIERTA	C2	ENVOLDIS Min	1.75	-8.2259	-3.3407	-0.6804	-0.016	-0.8161	-0.1005
CUBIERTA	C2	ENVOLDIS Min	3.5	-7.8176	-3.3407	-0.6804	-0.016	-4.8597	-1.2037
CUBIERTA	C3	ENVOLDIS Max	0	-6.466	1.4636	2.4667	0.552	8.4993	2.6838
CUBIERTA	C3	ENVOLDIS Max	1.75	-6.0577	1.4636	2.4667	0.552	4.1871	0.1364
CUBIERTA	C3	ENVOLDIS Max	3.5	-5.6495	1.4636	2.4667	0.552	0.3681	1.9435
CUBIERTA	C3	ENVOLDIS Min	0	-11.6985	-1.2365	-2.4766	-0.5604	-8.4016	-2.3844
CUBIERTA	C3	ENVOLDIS Min	1.75	-11.1542	-1.2365	-2.4766	-0.5604	-4.0721	-0.2345
CUBIERTA	C3	ENVOLDIS Min	3.5	-10.6099	-1.2365	-2.4766	-0.5604	-0.236	-2.439
CUBIERTA	C5	ENVOLDIS Max	0	-10.5971	3.4396	0.6732	0.0279	3.2423	6.2789
CUBIERTA	C5	ENVOLDIS Max	1.75	-10.1888	3.4396	0.6732	0.0279	2.7563	0.3205
CUBIERTA	C5	ENVOLDIS Max	3.5	-9.7806	3.4396	0.6732	0.0279	10.0138	4.5672
CUBIERTA	C5	ENVOLDIS Min	0	-23.9523	-2.8937	-5.3789	-0.0272	-8.813	-5.5609
CUBIERTA	C5	ENVOLDIS Min	1.75	-23.4079	-2.8937	-5.3789	-0.0272	-0.0921	-0.5578
CUBIERTA	C5	ENVOLDIS Min	3.5	-22.8636	-2.8937	-5.3789	-0.0272	0.8853	-5.7597
CUBIERTA	C6	ENVOLDIS Max	0	-6.2882	1.2939	2.313	0.6236	8.0348	2.465
CUBIERTA	C6	ENVOLDIS Max	1.75	-5.8799	1.2939	2.313	0.6236	3.9882	0.21
CUBIERTA	C6	ENVOLDIS Max	3.5	-5.4717	1.2939	2.313	0.6236	0.2835	2.3354
CUBIERTA	C6	ENVOLDIS Min	0	-11.5163	-1.4119	-2.3177	-0.6106	-7.918	-2.6065
CUBIERTA	C6	ENVOLDIS Min	1.75	-10.972	-1.4119	-2.3177	-0.6106	-3.8633	-0.1449
CUBIERTA	C6	ENVOLDIS Min	3.5	-10.4277	-1.4119	-2.3177	-0.6106	-0.1504	-2.0638
CUBIERTA	C8	ENVOLDIS Max	0	-10.2878	3.0229	0.6928	0.0279	3.2396	5.7447
CUBIERTA	C8	ENVOLDIS Max	1.75	-9.8795	3.0229	0.6928	0.0279	2.7031	0.4954
CUBIERTA	C8	ENVOLDIS Max	3.5	-9.4713	3.0229	0.6928	0.0279	9.7967	5.4687
CUBIERTA	C8	ENVOLDIS Min	0	-23.3826	-3.294	-5.2681	-0.0272	-8.6423	-6.0604
CUBIERTA	C8	ENVOLDIS Min	1.75	-22.8383	-3.294	-5.2681	-0.0272	-0.099	-0.3365
CUBIERTA	C8	ENVOLDIS Min	3.5	-22.294	-3.294	-5.2681	-0.0272	0.8142	-4.8353
CUBIERTA	C9	ENVOLDIS Max	0	-2.0129	1.3182	1.1979	0.377	2.517	2.2837
CUBIERTA	C9	ENVOLDIS Max	1.75	-1.7067	1.3182	1.1979	0.377	0.4751	0.0383
CUBIERTA	C9	ENVOLDIS Max	3.5	-1.4005	1.3182	1.1979	0.377	2.2877	0.6353
CUBIERTA	C9	ENVOLDIS Min	0	-4.6828	-0.5584	-1.3911	-0.3357	-2.6127	-1.32
CUBIERTA	C9	ENVOLDIS Min	1.75	-4.2745	-0.5584	-1.3911	-0.3357	-0.2327	-0.4044
CUBIERTA	C9	ENVOLDIS Min	3.5	-3.8663	-0.5584	-1.3911	-0.3357	-1.7071	-2.3311
CUBIERTA	C10	ENVOLDIS Max	0	-1.7833	0.4265	1.9373	0.237	3.4804	1.0694
CUBIERTA	C10	ENVOLDIS Max	1.75	-1.4771	0.4265	1.9373	0.237	0.1158	0.3739
CUBIERTA	C10	ENVOLDIS Max	3.5	-1.1709	0.4265	1.9373	0.237	2.3148	-0.019
CUBIERTA	C10	ENVOLDIS Min	0	-3.2355	-0.2856	-1.4302	-0.2493	-2.6911	-1.0463
CUBIERTA	C10	ENVOLDIS Min	1.75	-2.7592	-0.2856	-1.4302	-0.2493	-0.2138	-0.5972
CUBIERTA	C10	ENVOLDIS Min	3.5	-2.2829	-0.2856	-1.4302	-0.2493	-3.3002	-0.4508
CUBIERTA	C11	ENVOLDIS Max	0	-4.2269	3.1748	1.3518	0.0164	2.716	5.4609
CUBIERTA	C11	ENVOLDIS Max	1.75	-3.9208	3.1748	1.3518	0.0164	0.5007	0.1315
CUBIERTA	C11	ENVOLDIS Max	3.5	-3.6146	3.1748	1.3518	0.0164	3.9992	1.6244
CUBIERTA	C11	ENVOLDIS Min	0	-10.3523	-1.3637	-2.1727	-0.016	-3.6053	-3.149
CUBIERTA	C11	ENVOLDIS Min	1.75	-9.9441	-1.3637	-2.1727	-0.016	0.0466	-0.9891
CUBIERTA	C11	ENVOLDIS Min	3.5	-9.5358	-1.3637	-2.1727	-0.016	-2.0153	-5.6515
CUBIERTA	C12	ENVOLDIS Max	0	-2.1053	0.502	1.2546	0.3417	2.6229	1.256
CUBIERTA	C12	ENVOLDIS Max	1.75	-1.7991	0.502	1.2546	0.3417	0.4852	0.4486
CUBIERTA	C12	ENVOLDIS Max	3.5	-1.4929	0.502	1.2546	0.3417	2.3926	2.4396
CUBIERTA	C12	ENVOLDIS Min	0	-4.832	-1.3631	-1.4578	-0.3869	-2.7362	-2.3322
CUBIERTA	C12	ENVOLDIS Min	1.75	-4.4237	-1.3631	-1.4578	-0.3869	-0.2429	-0.0178
CUBIERTA	C12	ENVOLDIS Min	3.5	-4.0155	-1.3631	-1.4578	-0.3869	-1.7948	-0.5019
CUBIERTA	C13	ENVOLDIS Max	0	-1.7619	0.2788	2.0064	0.2478	3.6051	1.0599
CUBIERTA	C13	ENVOLDIS Max	1.75	-1.4557	0.2788	2.0064	0.2478	0.1209	0.6323
CUBIERTA	C13	ENVOLDIS Max	3.5	-1.1495	0.2788	2.0064	0.2478	2.4229	0.4955
CUBIERTA	C13	ENVOLDIS Min	0	-3.2146	-0.4327	-1.4974	-0.2388	-2.8183	-1.055
CUBIERTA	C13	ENVOLDIS Min	1.75	-2.7384	-0.4327	-1.4974	-0.2388	-0.2249	-0.3581
CUBIERTA	C13	ENVOLDIS Min	3.5	-2.2621	-0.4327	-1.4974	-0.2388	-3.4176	0.0482
CUBIERTA	C14	ENVOLDIS Max	0	-4.5548	1.2446	1.4011	0.0164	2.8172	3.0144
CUBIERTA	C14	ENVOLDIS Max	1.75	-4.2486	1.2446	1.4011	0.0164	0.5231	1.1025
CUBIERTA	C14	ENVOLDIS Max	3.5	-3.9424	1.2446	1.4011	0.0164	4.215	5.932
CUBIERTA	C14	ENVOLDIS Min	0	-10.6508	-3.2892	-2.2889	-0.016	-3.7962	-5.5806
CUBIERTA	C14	ENVOLDIS Min	1.75	-10.2425	-3.2892	-2.2889	-0.016	0.0516	-0.0906
CUBIERTA	C14	ENVOLDIS Min	3.5	-9.8343	-3.2892	-2.2889	-0.016	-2.0867	-1.342
CUBIERTA	C15	ENVOLDIS Max	0	-7.7946	2.8092	3.648	0.0164	5.6625	5.024
CUBIERTA	C15	ENVOLDIS Max	1.75	-7.4884	2.8092	3.648	0.0164	-0.3432	0.1611
CUBIERTA	C15	ENVOLDIS Max	3.5	-7.1822	2.8092	3.648	0.0164	-0.0885	3.7923
CUBIERTA	C15	ENVOLDIS Min	0	-17.3357	-2.3461	-0.3636	-0.016	-1.3613	-4.4191
CUBIERTA	C15	ENVOLDIS Min	1.75	-16.9274	-2.3461	-0.3636	-0.016	-1.1033	-0.3666
CUBIERTA	C15	ENVOLDIS Min	3.5	-16.5192	-2.3461	-0.3636	-0.016	-7.1058	-4.8082
CUBIERTA	C16	ENVOLDIS Max	0	-7.5103	2.4465	3.5818	0.0164	5.5676	4.5603
CUBIERTA	C16	ENVOLDIS Max	1.75	-7.2041	2.4465	3.5818	0.0164	-0.332	0.3144
CUBIERTA	C16	ENVOLDIS Max	3.5	-6.898	2.4465	3.5818	0.0164	-0.0656	4.5669
CUBIERTA	C16	ENVOLDIS Min	0	-16.7897	-2.6906	-0.3681	-0.016	-1.3542	-4.85
CUBIERTA	C16	ENVOLDIS Min	1.75	-16.3814	-2.6906	-0.3681	-0.016	-1.0785	-0.1771
CUBIERTA	C16	ENVOLDIS Min	3.5	-15.9732	-2.6906	-0.3681	-0.016	-6.9688	-4.0024
CUBIERTA	C17	ENVOLDIS Max	0	-2.8952	3.2165	2.5572	0.0164	4.2783	5.5393
CUBIERTA	C17	ENVOLDIS Max	1.75	-2.589	3.2165	2.5572	0.0164	0.0024	0.1429
CUBIERTA	C17	ENVOLDIS Max	3.5	-2.2829	3.2165	2.5572	0.0164	0.5551	1.5097
CUBIERTA	C17	ENVOLDIS Min	0	-8.3689	-1.3248	-0.6483	-0.016	-1.7139	-3.127
CUBIERTA	C17	ENVOLDIS Min	1.75	-7.9607	-1.3248	-0.6483	-0.016	-0.7787	-1.0411
CUBIERTA	C17	ENVOLDIS Min	3.5	-7.5524	-1.3248	-0.6483	-0.016	-4.672	-5.7184

26.1.3. Procedimiento de Diseño Columnas

Del modelo matemático de ETABS se obtienen las solicitaciones de carga para el diseño de los elementos, el modelo matemático combina los casos de carga: carga muerta, viva, granizo, sismo x y sismo y. con la combinación se obtiene unas fuerzas envolventes de diseño Momentos, cortantes y cargas axiales P, V2, V3, M2 M3, con estas solicitaciones de carga se obtienen las áreas de acero para flexión, compresión y cortante de acuerdo a las consideraciones de la NSR-10.

Diseño Flexión y compresión

Área de acero para sección controlada por la tracción con refuerzo simétrico en las dos caras:

$$\emptyset P_n = \emptyset \left[0.85 F'_c bd \left\{ 1 - \frac{e'}{d} - \frac{\mathrm{p}}{2} + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d}\right)^2 + pt \left[m' \left[1 - \frac{d'}{d} \right] + \frac{e'}{d} \right]} \right\} \right]$$

e'= Excentricidad de la carga medida desde el centroide el refuerzo en tracción

pt=$\frac{Ast}{Ag} = \frac{area\ total\ del\ refuerzo}{area\ de\ la\ seccion}$

m= $\frac{f_y}{0.85 f'_c}$

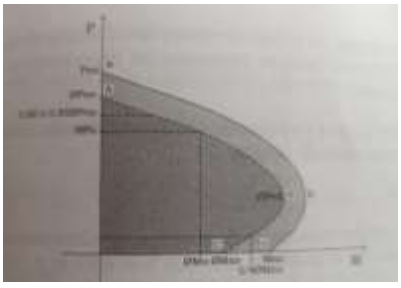
m'= m-1

d'= Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en compresión.

Área de acero para sección controlada por la compresión con refuerzo simétrico en las dos caras:

$$\emptyset P_n = \emptyset \left[\frac{A'sf_y}{\frac{e}{d-d'} + 0.5} + \frac{bt * f'_c}{\frac{3te}{d^2} + 1.18} \right]$$

Lo anterior se puede visualizar fácilmente si se realiza un grafico o diagrama de interacción, lo cual es lo que realiza el programa para poder determinar los ∅ de diseño y si la columna está controlada por tracción o compresión.



Diseño Cortante

Para el diseño del refuerzo trasversal se tienen en cuenta los requisitos de confinamiento mínimos descritos en el titulo C.21 del reglamento colombiano, y se chequean con base a las ecuaciones que se describen a continuación:

El cortante del concreto se describe de la siguiente manera:

$$\emptyset V_C = \emptyset 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$$

La resistencia a cortante del acero se describe de la siguiente manera:

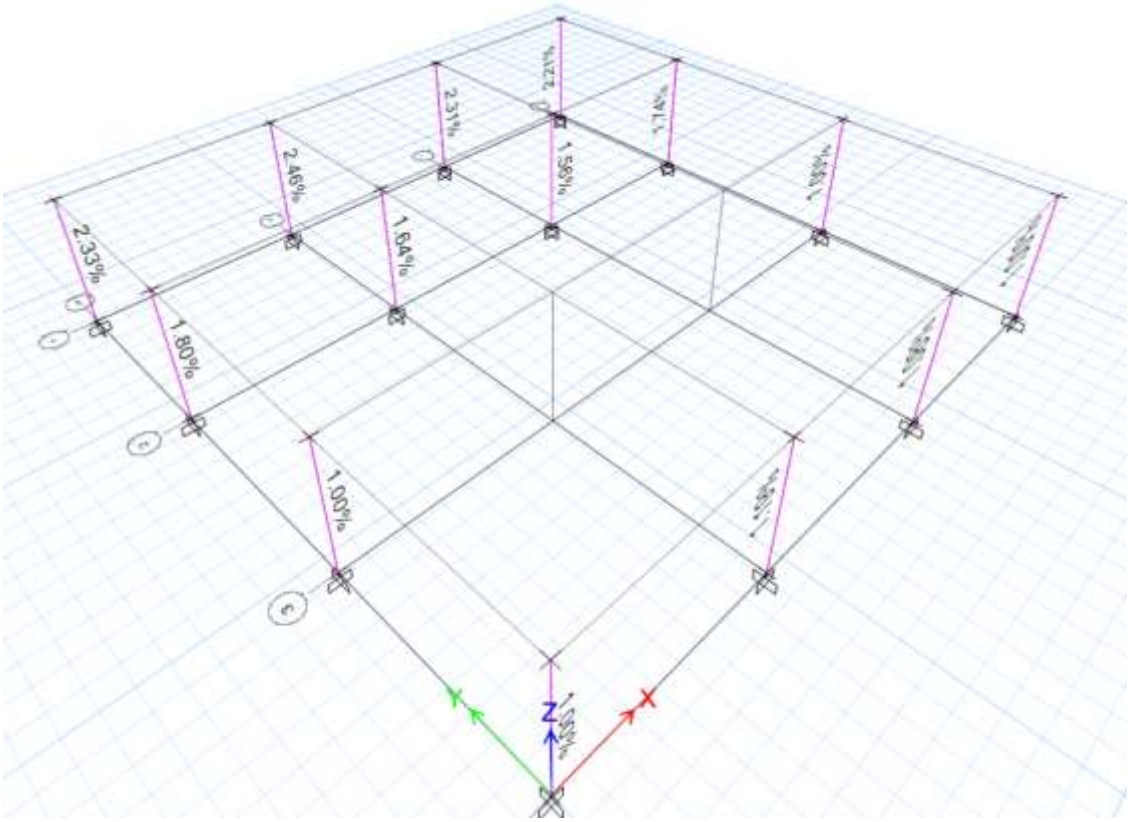
$$\emptyset V_s = \frac{\emptyset A_v f_y d}{s}$$

El refuerzo total que resistirá la sección deberá ser mayor que el cortante que se encuentra actuando con base a las solicitaciones:

$$V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s > V_u$$

De acuerdo a estos cortantes obtenidos del modelo matemático y los requisitos mínimos de la NSR-10 se colocan los estribos de la columna.

26.1.4. Diseño Columnas ETABS



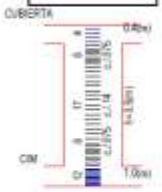
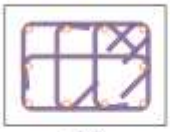
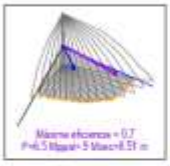
26.1.5. Diseño de las Columnas en concreto DCCAD

Nombre Principal	GIMNASIO		
Nombre Auxiliar		Dirección	
Propietario		Diseño Arquitectónico	
DC-CAD3 Licenciado a:	DISEÑO ESTRUCTURAS Y SOLUCIONES SAS	Contenido	Memorias de columnas
Norma	NSR-10 DES	Código Nimbus	

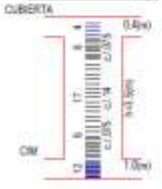
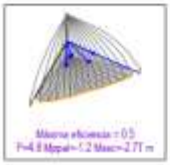
Combinaciones usadas en el grupo de diseño #1

Nº	Definición	Flexo-compresión	Cortante	Rel. Col/Vig
1	DI-1	SI	SI	SI
2	DI-2	SI	SI	SI
3	DI-5 Max	SI	SI	SI
4	DI-5 Min	SI	SI	SI
5	DI-6 Max	SI	SI	SI
6	DI-6 Min	SI	SI	SI
7	DI-7 Max	SI	SI	SI
8	DI-7 Min	SI	SI	SI
9	DI-8 Max	SI	SI	SI
10	DI-8 Min	SI	SI	SI
11	DI-3	SI	SI	SI
12	DI-4	SI	SI	SI

C - 2 Norma: NSR-10 DES
Volumen sin nudos= 0.4 m3 Peso del refuerzo= 154.7 Kg Cuantía= 368.3 kg/m3

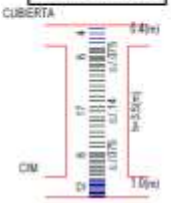
DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS	SECCIÓN INFERIOR	DISEÑO CORTANTE	SUP.INTERACCIÓN ZONA INFERIOR	DISEÑO FLEXION
		V. Max Ppal=1.5Ton (DI-5 Max) Sec= 2.5Ton (DI-6 Min) V. plástico Ppal=7 Sec=9Ton So abajo 75mm (Altura columna/4 (C.21.6.4.3 (a))) S central 140mm (Barra longitudinal (C.21.6.4.5)) So arriba 75mm (Altura columna/4 (C.21.6.4.3 (a)))		F'c = 21 Mpa Cuantía zona superior =1.66 Eficiencia zona superior = 0.28 P=6.7 Mppal=-2.4 Msec=-.1T m Cuantía zona inferior =1.66 Eficiencia zona inferior = 0.73 P=6.5 Mppal=.9 Msec=8.5T m Relación Mínima Col/Vig=.7(Viga:1)

C - 1 Norma: NSR-10 DES
Volumen sin nudos= 0.3 m3 Peso del refuerzo= 118.5 Kg Cuantía= 376.2 kg/m3

DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS	SECCIÓN INFERIOR	DISEÑO CORTANTE	SUP.INTERACCIÓN ZONA INFERIOR	DISEÑO FLEXION
		V. Max Ppal=1.4Ton (DI-5 Min) Sec= 1.5Ton (DI-6 Min) V. plástico Ppal=5 Sec=5Ton So abajo 75mm (Ancho columna/4 (C.21.6.4.3 (a))) S central 140mm (Barra longitudinal (C.21.6.4.5)) So arriba 75mm (Ancho columna/4 (C.21.6.4.3 (a)))		F'c = 21 Mpa Cuantía zona superior =1.77 Eficiencia zona superior = 0.52 P=3.1 Mppal=1.6 Msec=2.4T m Cuantía zona inferior =1.77 Eficiencia zona inferior = 0.51 P=4.8 Mppal=-1.2 Msec=-2.7T m Relación Mínima Col/Vig=1.0(Viga:1)

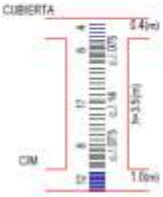
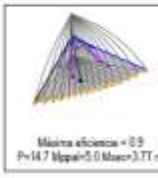
C - 3

Norma: NSR-10 DES
Volumen sin nudos= 0.3 m3 Peso del refuerzo= 133.9 Kg Cuantía= 425.0 kg/m3

DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS	SECCIÓN INFERIOR	DISEÑO CORTANTE	SUP.INTERACCIÓN ZONA INFERIOR	DISEÑO FLEXION
		V. Max Ppal=3.3Ton (Dl-5 Min) Sec= 2.3Ton (Dl-6 Min) V. plástico Ppal=6 Sec=6Ton So abajo 75mm (Ancho columna/4 (C.21.6.4.3 (a))) S central 140mm (Barra longitudinal (C.21.6.4.5)) So arriba 75mm (Ancho columna/4 (C.21.6.4.3 (a)))		F'c = 21 Mpa Cuantia zona superior =2.15 Eficiencia zona superior = 0.98 P=6.0 Mppal=5.9 Msec=2.5T m Cuantia zona inferior =2.15 Eficiencia zona inferior = 0.87 P=10.7 Mppal=-5.6 Msec=-1.9T m Relación Mínima Col/Vig=.5(Viga:3)

C - 4

Norma: NSR-10 DES
Volumen sin nudos= 0.3 m3 Peso del refuerzo= 186.5 Kg Cuantía= 592.2 kg/m3

DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS	SECCIÓN INFERIOR	DISEÑO CORTANTE	SUP.INTERACCIÓN ZONA INFERIOR	DISEÑO FLEXION
		V. Max Ppal=2.8Ton (Dl-5 Max) Sec= 3.6Ton (Dl-6 Max) V. plástico Ppal=8 Sec=8Ton So abajo 75mm (Ancho columna/4 (C.21.6.4.3 (a))) S central 140mm (Barra longitudinal (C.21.6.4.5)) So arriba 75mm (Ancho columna/4 (C.21.6.4.3 (a)))		F'c = 21 Mpa Cuantia zona superior =3.44 Eficiencia zona superior = 1.00 P=16.4 Mppal=-4.8 Msec=-5.4T m Cuantia zona inferior =3.44 Eficiencia zona inferior = 0.85 P=14.7 Mppal=5.0 Msec=3.7T m Relación Mínima Col/Vig=.5(Viga:2(2))

26.2. DISEÑO DE VIGAS AEREAS

Cálculo de deflexiones Vigas

De acuerdo a lo estipulado en el capitulo C.9 de la NSR-10, para el dimensionamiento de la altura de la placa se tiene lo siguiente:

TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, **h**			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que **NO** soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

NOTAS:
Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

(a) Para concreto liviano estructural con densidad w_c dentro del rango de 1 440 a 1 840 kg/m³, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003 w_c)$, pero no menos de 1.09.

(b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

TABLA CR.9.5 — Alturas o espesores mínimos recomendados para vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección que soporten muros divisorios y particiones frágiles susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, **h**			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{14}$	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{19}$	$\frac{\ell}{7}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{11}$	$\frac{\ell}{12}$	$\frac{\ell}{14}$	$\frac{\ell}{5}$

La Notas son las mismas de la Tabla C.9.5(a) del Reglamento.:

En el proyecto tenemos la luz simplemente apoyada mas critica es de 5.35 m para lo cual teniendo en cuenta que la placa de cubierta soportara antepechos en mampostería susceptibles a dañarse debería usarse L/11=0.48 para no calcular deflexiones, debido a que no se cumple con este parámetro se calculan las deflexiones a continuación:

Se analiza la VG-4 la cual es la mas critica al estar simplemente apoyada y tener la mayor aferencia al ser una viga de carga: La sección es 30x40, se calculan las inercias:

	f'c	fr	Ec	fy	Es	n	%L	S	Lu	hw	hf	bw	d'	d	be	Ig	Mcr-	Mcr+	a
	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2		permanente	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm^4	kg-m	kg-m	
VG-04	210	28.98	218820	4200	2.04E+06	9.32	50%	0	535	40	20	30	4.0	36.0	30	160000	-2319	2319	3

Se coloca el refuerzo inferior (para momento positivo) colocado en planos (3#5+3#6) 14.49 cm2 y del modelo matemático se sacan los momentos M33 por combinación D+PP (7018 kg.m) y D+PP+L (9440Kg.m)

PUNTO B (MOMENTO POSITIVO O EN EL VOLADIZO)									
As+	c		Icr	Ma+ D	Ma+ D+L	Ma+ D+ %L	Ie D	Ie D+L	Ie D+ %L
cm^2	cm		cm^4	kg-m	kg-m	kg-m	cm^4	cm^4	cm^4
14.49	14.06	**OK**	92820	7018	9440	8229	95243	93815	94323

EXTREMOS	Iem D	Iem D+L	Iem D+ %L	Δ_D	Δ_{D+L}	$\Delta_{D+\%L}$	Δ_L	$\Delta_{\%L}$
	cm^4	cm^4	cm^4	cm	cm	cm	cm	cm
SIN EXTREMOS	95243	93815	94323	1.00	1.37	1.19	0.37	0.18

La deflexión sobre la VG-4 es 2.08 cm la cual se procede a comparar con los limites establecidos por la NSR-10.

TIEMPO	ξ	ρ'	λ_Δ	$\lambda_\Delta*\Delta_D$	$\lambda_\Delta*\Delta_{\%L}$	$\lambda_\Delta*(\Delta_{D+\%L})+\Delta_L$
				cm	**cm**	**cm**
5 años o más	2.00	0.78%	1.44	**1.44**	**0.27**	**2.08**

De acuerdo a los limites estipulados en la NSR-10 la deflexión máxima que actuara sobre la viga se encuentra por debajo de los limites establecidos.

	$\Delta_{adm\ D}$			$\Delta_{adm\ D+\%L}$			$\Delta_{adm\ L}$	
L/	cm		L/	cm		L/	cm	
240	2.23	**OK**	240	2.23	**OK**	360	1.49	**OK**

Fuerza Interna Vigas Aéreas

TABLE: Beam Forces												
Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m
CUBIERTA	B1	28	ENVOLDIS Max	0.15	0	-0.5284	0	0.3537	0	3.6261	28	0.15
CUBIERTA	B1	28	ENVOLDIS Max	3.055	0	1.8989	0	0.3537	0	3.1992	28	3.055
CUBIERTA	B1	28	ENVOLDIS Max	5.96	0	5.4028	0	0.3537	0	0.146	28	5.96
CUBIERTA	B1	28	ENVOLDIS Min	0.15	0	-3.8266	0	0.0806	0	-3.6114	28	0.15
CUBIERTA	B1	28	ENVOLDIS Min	3.055	0	-0.6467	0	0.0806	0	1.3224	28	3.055
CUBIERTA	B1	28	ENVOLDIS Min	5.96	0	1.4567	0	0.0806	0	-7.4066	28	5.96
CUBIERTA	B2	29	ENVOLDIS Max	0.15	0	-1.4251	0	0.0017	0	-0.2346	29	0.15
CUBIERTA	B2	29	ENVOLDIS Max	3.055	0	0.6783	0	0.0017	0	1.5519	29	3.055
CUBIERTA	B2	29	ENVOLDIS Max	5.96	0	4.156	0	0.0017	0	-0.0436	29	5.96
CUBIERTA	B2	29	ENVOLDIS Min	0.15	0	-4.2832	0	-0.0265	0	-5.9781	29	0.15
CUBIERTA	B2	29	ENVOLDIS Min	3.055	0	-0.7793	0	-0.0265	0	0.8236	29	3.055
CUBIERTA	B2	29	ENVOLDIS Min	5.96	0	1.3502	0	-0.0265	0	-5.5822	29	5.96
CUBIERTA	B3	30	ENVOLDIS Max	0.15	0	-1.2416	0	-0.094	0	0.4281	30	0.15
CUBIERTA	B3	30	ENVOLDIS Max	2.89	0	0.7423	0	-0.094	0	2.871	30	2.89
CUBIERTA	B3	30	ENVOLDIS Max	5.63	0	3.7248	0	-0.094	0	3.7911	30	5.63
CUBIERTA	B3	30	ENVOLDIS Min	0.15	0	-5.2931	0	-0.3668	0	-7.1046	30	0.15
CUBIERTA	B3	30	ENVOLDIS Min	2.89	0	-1.9883	0	-0.3668	0	1.1119	30	2.89
CUBIERTA	B3	30	ENVOLDIS Min	5.63	0	0.3181	0	-0.3668	0	-3.64	30	5.63
CUBIERTA	B4	31	ENVOLDIS Max	0.15	0	-0.4702	0	0.0626	0	3.5711	31	0.15
CUBIERTA	B4	31	ENVOLDIS Max	3.055	0	1.9505	0	0.0626	0	3.106	31	3.055
CUBIERTA	B4	31	ENVOLDIS Max	5.96	0	5.4544	0	0.0626	0	0.4394	31	5.96
CUBIERTA	B4	31	ENVOLDIS Min	0.15	0	-3.9006	0	-0.4402	0	-3.7098	31	0.15
CUBIERTA	B4	31	ENVOLDIS Min	3.055	0	-0.7141	0	-0.4402	0	1.4192	31	3.055
CUBIERTA	B4	31	ENVOLDIS Min	5.96	0	1.3893	0	-0.4402	0	-7.7619	31	5.96
CUBIERTA	B5	32	ENVOLDIS Max	0.15	0	-1.2112	0	0.034	0	0.4112	32	0.15
CUBIERTA	B5	32	ENVOLDIS Max	3.055	0	0.8922	0	0.034	0	1.6005	32	3.055
CUBIERTA	B5	32	ENVOLDIS Max	5.96	0	4.3733	0	0.034	0	0.571	32	5.96
CUBIERTA	B5	32	ENVOLDIS Min	0.15	0	-4.4835	0	-0.0166	0	-6.5191	32	0.15
CUBIERTA	B5	32	ENVOLDIS Min	3.055	0	-0.9796	0	-0.0166	0	0.8453	32	3.055
CUBIERTA	B5	32	ENVOLDIS Min	5.96	0	1.1464	0	-0.0166	0	-6.1709	32	5.96
CUBIERTA	B6	33	ENVOLDIS Max	0.15	0	-1.1631	0	0.465	0	0.7541	33	0.15
CUBIERTA	B6	33	ENVOLDIS Max	2.89	0	0.8208	0	0.465	0	2.7401	33	2.89
CUBIERTA	B6	33	ENVOLDIS Max	5.63	0	3.8114	0	0.465	0	3.7477	33	5.63
CUBIERTA	B6	33	ENVOLDIS Min	0.15	0	-5.3502	0	-0.0644	0	-7.4611	33	0.15
CUBIERTA	B6	33	ENVOLDIS Min	2.89	0	-2.0453	0	-0.0644	0	1.2223	33	2.89
CUBIERTA	B6	33	ENVOLDIS Min	5.63	0	0.2527	0	-0.0644	0	-3.744	33	5.63
CUBIERTA	B9	36	ENVOLDIS Max	0.15	0	-1.5235	0	3.6857	0	-0.1785	36-1	0.15
CUBIERTA	B9	36	ENVOLDIS Max	2.675	0	-1.0327	0	3.6857	0	6.4488	36-1	2.675
CUBIERTA	B9	36	ENVOLDIS Max	2.675	0	3.7595	0	-1.802	0	6.4579	36-2	0
CUBIERTA	B9	36	ENVOLDIS Max	5.2	0	4.4139	0	-1.802	0	1.1242	36-2	2.525
CUBIERTA	B9	36	ENVOLDIS Min	0.15	0	-5.0557	0	1.8319	0	-5.9534	36-1	0.15
CUBIERTA	B9	36	ENVOLDIS Min	2.675	0	-4.4012	0	1.8319	0	3.0404	36-1	2.675
CUBIERTA	B9	36	ENVOLDIS Min	2.675	0	0.7494	0	-3.6328	0	3.0315	36-2	0
CUBIERTA	B9	36	ENVOLDIS Min	5.2	0	1.2403	0	-3.6328	0	-4.9083	36-2	2.525
CUBIERTA	B10	37	ENVOLDIS Max	0.2	0	-3.1722	0	0.0486	0	-0.346	37-1	0.2
CUBIERTA	B10	37	ENVOLDIS Max	2.675	0	-2.691	0	0.0486	0	12.2967	37-1	2.675
CUBIERTA	B10	37	ENVOLDIS Max	2.675	0	7.2803	0	0.0469	0	12.2869	37-2	0
CUBIERTA	B10	37	ENVOLDIS Max	2.7	0	7.2867	0	0.0469	0	12.1209	37-2	0.025
CUBIERTA	B10	37	ENVOLDIS Max	5.2	0	7.9347	0	0.0469	0	0.3176	37-2	2.525
CUBIERTA	B10	37	ENVOLDIS Min	0.2	0	-8.6881	0	-0.0725	0	-10.4584	37-1	0.2
CUBIERTA	B10	37	ENVOLDIS Min	2.675	0	-8.0466	0	-0.0725	0	5.6749	37-1	2.675
CUBIERTA	B10	37	ENVOLDIS Min	2.675	0	1.8773	0	-0.0663	0	5.6557	37-2	0
CUBIERTA	B10	37	ENVOLDIS Min	2.7	0	1.8822	0	-0.0663	0	5.6076	37-2	0.025
CUBIERTA	B10	37	ENVOLDIS Min	5.2	0	2.3682	0	-0.0663	0	-7.7393	37-2	2.525
CUBIERTA	B11	38	ENVOLDIS Max	0.2	0	-3.077	0	-0.1315	0	-0.2828	38-1	0.2
CUBIERTA	B11	38	ENVOLDIS Max	2.675	0	-2.5958	0	-0.1315	0	11.9798	38-1	2.675
CUBIERTA	B11	38	ENVOLDIS Max	2.675	0	7.1042	0	0.3981	0	11.9711	38-2	0
CUBIERTA	B11	38	ENVOLDIS Max	2.7	0	7.1107	0	0.3981	0	11.8095	38-2	0.025
CUBIERTA	B11	38	ENVOLDIS Max	5.2	0	7.7587	0	0.3981	0	0.3401	38-2	2.525
CUBIERTA	B11	38	ENVOLDIS Min	0.2	0	-8.4878	0	-0.3828	0	-10.2284	38-1	0.2
CUBIERTA	B11	38	ENVOLDIS Min	2.675	0	-7.8463	0	-0.3828	0	5.5323	38-1	2.675
CUBIERTA	B11	38	ENVOLDIS Min	2.675	0	1.8112	0	0.1449	0	5.5133	38-2	0
CUBIERTA	B11	38	ENVOLDIS Min	2.7	0	1.8161	0	0.1449	0	5.467	38-2	0.025
CUBIERTA	B11	38	ENVOLDIS Min	5.2	0	2.3021	0	0.1449	0	-7.5868	38-2	2.525

TABLE: Beam Forces												
Story	Beam	Unique Name	ad Case/Com	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lement Statio
				m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m		m
CUBIERTA	B12	39	ENVOLDIS Ma	0.15	0	-1.4577	0	-1.636	0	-0.157	39-1	0.15
CUBIERTA	B12	39	ENVOLDIS Ma	2.675	0	-0.9668	0	-1.636	0	6.125	39-1	2.675
CUBIERTA	B12	39	ENVOLDIS Ma	2.675	0	3.5695	0	3.2521	0	6.1344	39-2	0
CUBIERTA	B12	39	ENVOLDIS Ma	5.2	0	4.224	0	3.2521	0	1.0871	39-2	2.525
CUBIERTA	B12	39	ENVOLDIS Mi	0.15	0	-4.8307	0	-3.2965	0	-5.6879	39-1	0.15
CUBIERTA	B12	39	ENVOLDIS Mi	2.675	0	-4.1762	0	-3.2965	0	2.8957	39-1	2.675
CUBIERTA	B12	39	ENVOLDIS Mi	2.675	0	0.6928	0	1.6101	0	2.8856	39-2	0
CUBIERTA	B12	39	ENVOLDIS Mi	5.2	0	1.1837	0	1.6101	0	-4.6956	39-2	2.525
CUBIERTA	B15	45	ENVOLDIS Ma	0.15	0.2129	-1.0674	0.5093	1.1924	1.4448	0.7881	45	0.15
CUBIERTA	B15	45	ENVOLDIS Ma	3.055	0.2129	0.8056	0.5093	1.1924	0.1043	1.8327	45	3.055
CUBIERTA	B15	45	ENVOLDIS Ma	5.96	0.2129	3.2039	0.5093	1.1924	1.5151	-0.7065	45	5.96
CUBIERTA	B15	45	ENVOLDIS Mi	0.15	-1.1372	-2.6081	-0.5186	-1.0592	-1.5232	-2.6167	45	0.15
CUBIERTA	B15	45	ENVOLDIS Mi	3.055	-1.1372	-0.2839	-0.5186	-1.0592	-0.1555	1.075	45	3.055
CUBIERTA	B15	45	ENVOLDIS Mi	5.96	-1.1372	1.5149	-0.5186	-1.0592	-1.5392	-4.1531	45	5.96
CUBIERTA	B16	46	ENVOLDIS Ma	0.15	-0.0976	-1.4109	0.1148	0.1287	1.0473	-0.6842	46	0.15
CUBIERTA	B16	46	ENVOLDIS Ma	3.055	-0.0976	0.3879	0.1148	0.1287	0.8573	1.2372	46	3.055
CUBIERTA	B16	46	ENVOLDIS Ma	5.96	-0.0976	2.781	0.1148	0.1287	0.8454	-0.6046	46	5.96
CUBIERTA	B16	46	ENVOLDIS Mi	0.15	-0.5996	-2.8231	-0.1143	-0.1316	-1.0617	-3.6618	46	0.15
CUBIERTA	B16	46	ENVOLDIS Mi	3.055	-0.5996	-0.4248	-0.1143	-0.1316	-0.8732	0.7878	46	3.055
CUBIERTA	B16	46	ENVOLDIS Mi	5.96	-0.5996	1.3793	-0.1143	-0.1316	-0.8628	-3.5272	46	5.96
CUBIERTA	B17	47	ENVOLDIS Ma	0.15	0.3072	-1.3672	0.5144	1.0517	1.366	-0.4771	47	0.15
CUBIERTA	B17	47	ENVOLDIS Ma	2.89	0.3072	0.3294	0.5144	1.0517	0.1164	1.622	47	2.89
CUBIERTA	B17	47	ENVOLDIS Ma	5.63	0.3072	2.5189	0.5144	1.0517	1.4201	0.9369	47	5.63
CUBIERTA	B17	47	ENVOLDIS Mi	0.15	-1.1225	-3.1083	-0.5092	-1.1896	-1.3972	-3.9262	47	0.15
CUBIERTA	B17	47	ENVOLDIS Mi	2.89	-1.1225	-0.8462	-0.5092	-1.1896	-0.1619	0.9382	47	2.89
CUBIERTA	B17	47	ENVOLDIS Mi	5.63	-1.1225	0.9231	-0.5092	-1.1896	-1.4797	-2.5087	47	5.63
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Ma	0	0	-3.6303	0	0.0104	0	-3.6914	48-1	0
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Ma	6.11	0	7.1986	0	0.0104	0	-3.6988	48-1	6.11
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Ma	6.11	0	-3.6317	0	0.004	0	-3.6976	48-2	0
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Ma	9	0	-0.1958	0	0.004	0	3.6321	48-2	2.89
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Ma	12.22	0	7.1961	0	0.004	0	-3.6969	48-2	6.11
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Ma	12.22	0	-3.4364	0	0.0244	0	-3.3103	48-3	0
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Ma	18	0	6.8053	0	0.0244	0	-3.3028	48-3	5.78
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Mi	0	0	-7.1941	0	-0.0227	0	-7.3185	48-1	0
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Mi	6.11	0	3.6325	0	-0.0227	0	-7.3322	48-1	6.11
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Mi	6.11	0	-7.1966	0	-0.003	0	-7.329	48-2	0
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Mi	9	0	-0.3889	0	-0.003	0	1.8331	48-2	2.89
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Mi	12.22	0	3.6315	0	-0.003	0	-7.3276	48-2	6.11
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Mi	12.22	0	-6.8101	0	-0.0117	0	-6.5626	48-3	0
CUBIERTA	B18	48	ENVOLDIS Mi	18	0	3.434	0	-0.0117	0	-6.5487	48-3	5.78
CUBIERTA	B7	1	ENVOLDIS Ma	0.15	1.1688	0.0847	0.263	0.2255	1.2677	2.1816	1	0.15
CUBIERTA	B7	1	ENVOLDIS Ma	3.065	1.1688	0.8686	0.263	0.2255	0.5693	1.0802	1	3.065
CUBIERTA	B7	1	ENVOLDIS Ma	5.98	1.1688	1.876	0.263	0.2255	0.2793	1.0957	1	5.98
CUBIERTA	B7	1	ENVOLDIS Mi	0.15	-1.3814	-1.6284	-0.1998	-0.3328	-1.1522	-2.7624	1	0.15
CUBIERTA	B7	1	ENVOLDIS Mi	3.065	-1.3814	-0.6492	-0.1998	-0.3328	-0.638	0.2691	1	3.065
CUBIERTA	B7	1	ENVOLDIS Mi	5.98	-1.3814	0.1064	-0.1998	-0.3328	-0.5322	-2.9555	1	5.98
CUBIERTA	B8	4	ENVOLDIS Ma	0.15	3.0371	-0.0637	0.2192	0.447	0.3951	1.0173	4	0.15
CUBIERTA	B8	4	ENVOLDIS Ma	3.11	3.0371	0.887	0.2192	0.447	0.2997	0.0649	4	3.11
CUBIERTA	B8	4	ENVOLDIS Ma	6.07	3.0371	1.91	0.2192	0.447	1.2023	-0.4121	4	6.07
CUBIERTA	B8	4	ENVOLDIS Mi	0.15	-2.7406	-1.0747	-0.31	0.051	-0.653	-1.8054	4	0.15
CUBIERTA	B8	4	ENVOLDIS Mi	3.11	-2.7406	-0.2352	-0.31	0.051	-0.2889	-0.1835	4	3.11
CUBIERTA	B8	4	ENVOLDIS Mi	6.07	-2.7406	0.532	-0.31	0.051	-0.9229	-4.2344	4	6.07
CUBIERTA	B13	7	ENVOLDIS Ma	0.15	1.1494	0.0609	0.1987	0.3265	1.1354	2.1051	7	0.15
CUBIERTA	B13	7	ENVOLDIS Ma	3.065	1.1494	0.847	0.1987	0.3265	0.6248	1.0707	7	3.065
CUBIERTA	B13	7	ENVOLDIS Ma	5.98	1.1494	1.8544	0.1987	0.3265	0.5215	1.01	7	5.98
CUBIERTA	B13	7	ENVOLDIS Mi	0.15	-1.3479	-1.5964	-0.2541	-0.2287	-1.2289	-2.6705	7	0.15
CUBIERTA	B13	7	ENVOLDIS Mi	3.065	-1.3479	-0.6195	-0.2541	-0.2287	-0.5568	0.2703	7	3.065
CUBIERTA	B13	7	ENVOLDIS Mi	5.98	-1.3479	0.1361	-0.2541	-0.2287	-0.2921	-2.9017	7	5.98
CUBIERTA	B14	15	ENVOLDIS Ma	0.15	2.9483	-0.0925	0.3072	-0.0284	0.6447	0.9352	15	0.15
CUBIERTA	B14	15	ENVOLDIS Ma	3.11	2.9483	0.8503	0.3072	-0.0284	0.2856	0.0815	15	3.11
CUBIERTA	B14	15	ENVOLDIS Ma	6.07	2.9483	1.8733	0.3072	-0.0284	0.9269	-0.4147	15	6.07
CUBIERTA	B14	15	ENVOLDIS Mi	0.15	-2.6397	-1.0749	-0.2218	-0.3998	-0.4076	-1.7622	15	0.15
CUBIERTA	B14	15	ENVOLDIS Mi	3.11	-2.6397	-0.2275	-0.2218	-0.3998	-0.3014	-0.1497	15	3.11
CUBIERTA	B14	15	ENVOLDIS Mi	6.07	-2.6397	0.5398	-0.2218	-0.3998	-1.1957	-4.0997	15	6.07

Del modelo matemático de ETABS se obtienen las solicitaciones de carga para el diseño de los elementos, el modelo matemático combina los casos de carga: carga muerta, viva, granizo, sismo x y sismo y. con la combinación se obtiene unas fuerzas envolventes de diseño Momentos, cortantes y cargas axiales P, V2, V3, M2 M3, con estas solicitaciones de carga se obtienen las áreas de acero para flexión y cortante de acuerdo a las consideraciones de la NSR-10.

Diseño Flexión

Para el diseño a flexión luego de obtener el momento se procede a realizar el siguiente procedimiento:

$$\underline{\emptyset M_n = \emptyset p f_y \left(1 - 0.59 p \frac{f_y}{f_c}\right) b d^2}$$

De esta formula se obtiene la cuantía para refuerzo a momentos negativos y positivos, el cual se coloca en el despiece.

Diseño Cortante

Para el diseño del refuerzo trasversal se tienen en cuenta los requisitos de confinamiento mínimos descritos en el titulo C.21 del reglamento colombiano, y se chequean con base a las ecuaciones que se describen a continuación:

El cortante del concreto se describe de la siguiente manera:

$$\emptyset V_C = \emptyset 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$$

La resistencia a cortante del acero se describe de la siguiente manera:

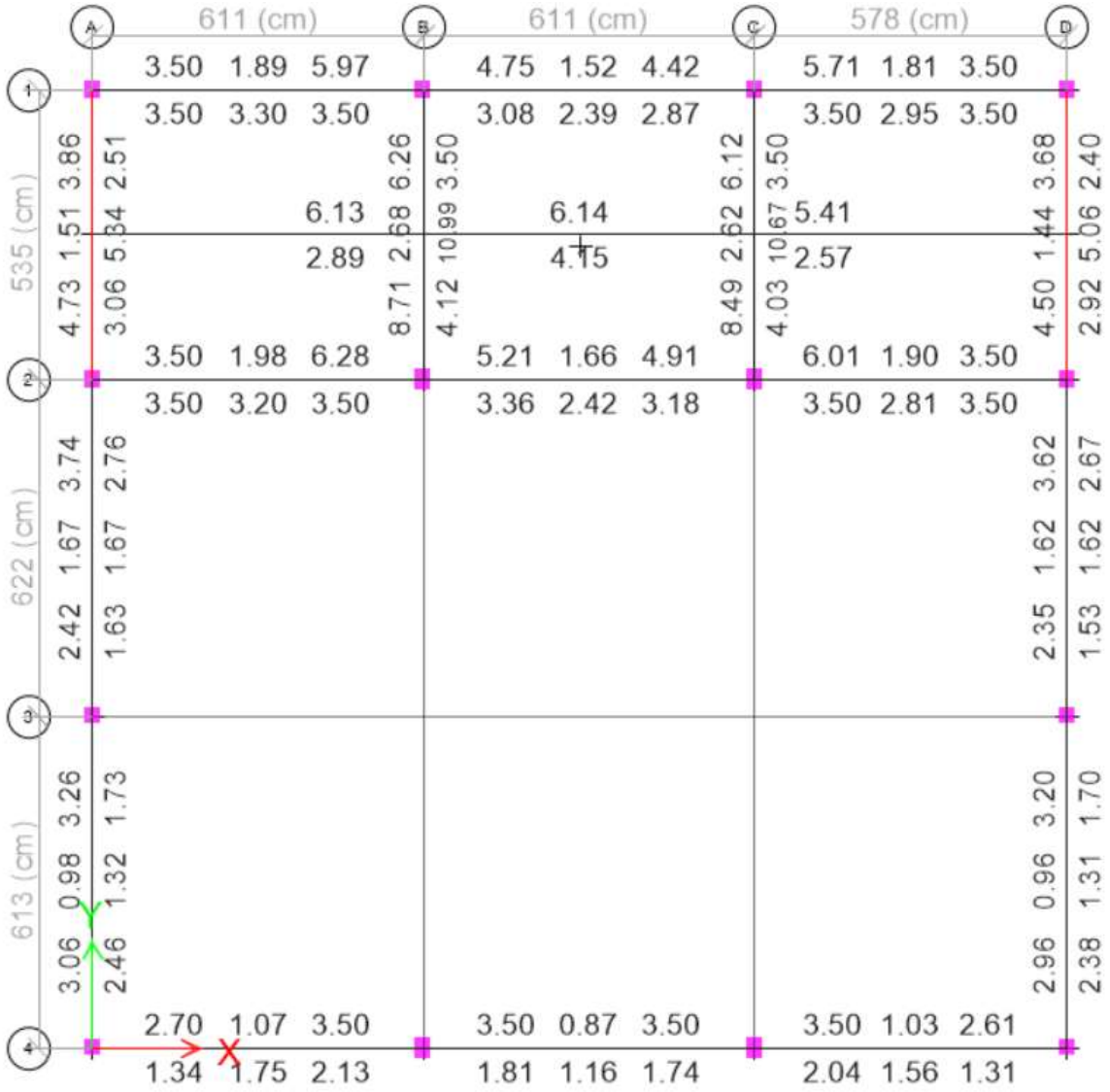
$$\emptyset V_s = \frac{\emptyset A_v f_y d}{s}$$

El refuerzo total que resistirá la sección deberá ser mayor que el cortante que se encuentra actuando con base a las solicitaciones:

$$V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s > V_u$$

De acuerdo a estos cortantes obtenidos del modelo matemático y los requisitos mínimos de la NSR-10 se colocan los estribos de la viga.

Diseño Vigas ETABS



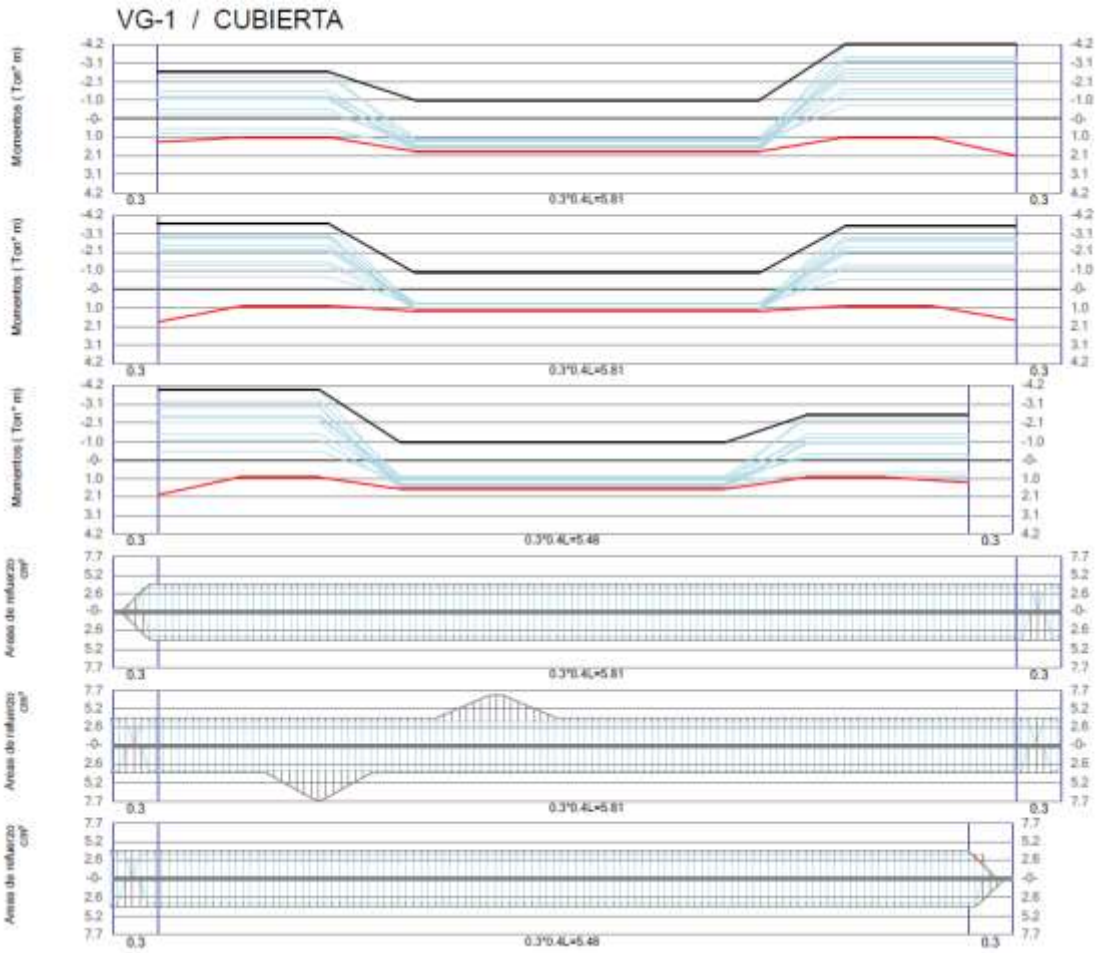
Diseño Vigas DCCAD

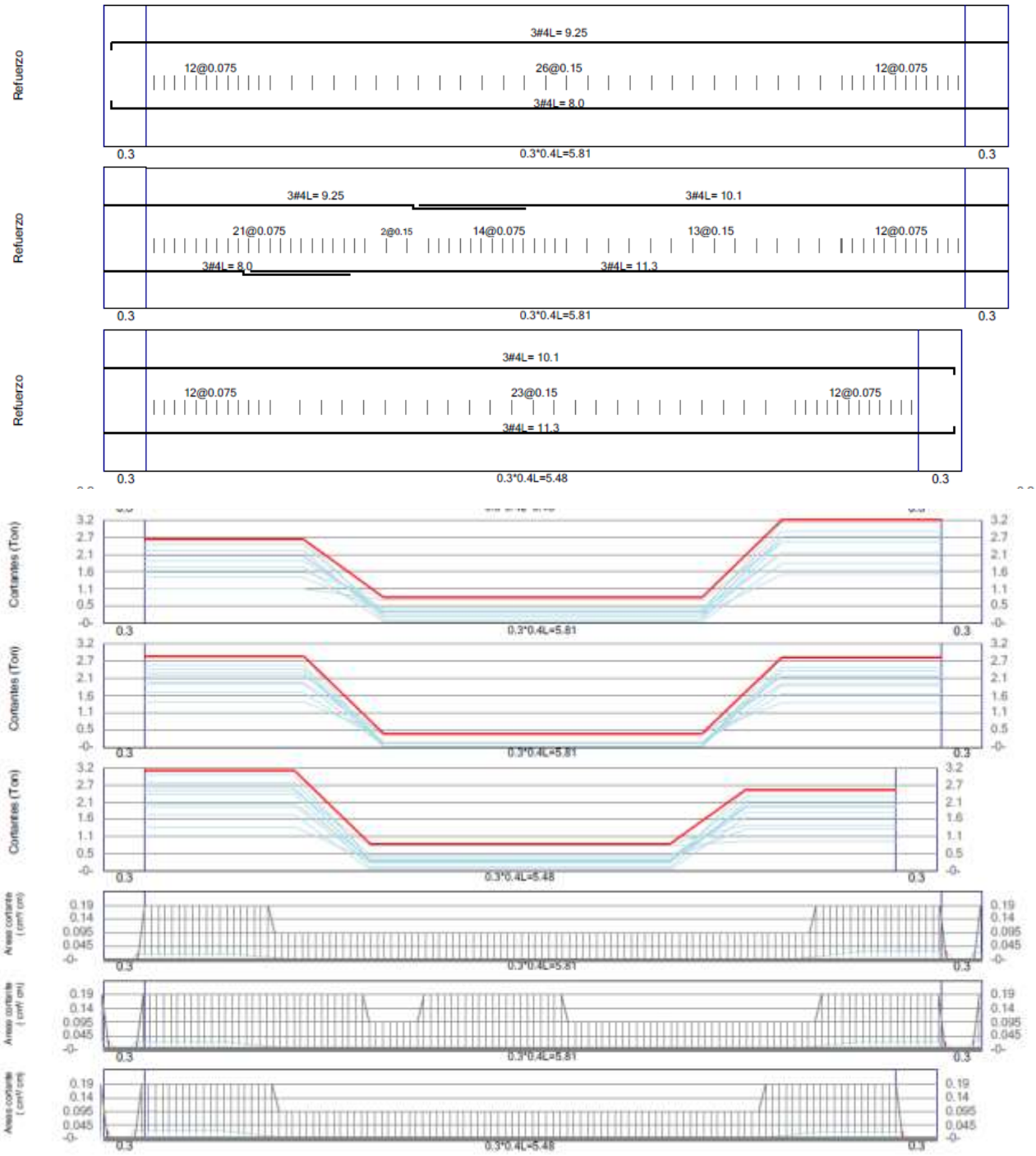
Nombre Principal	GIMNASIO	
Nombre Auxiliar	Dirección	
Propietario	Diseño Arquitectónico	
DC-CAD3 Licenciado a:	Contenido	
DISEÑO ESTRUCTURAS Y SOLUCIONES SAS		Memorias de Vigas
Norma	Código Nimbus	
NSR-10 DES		

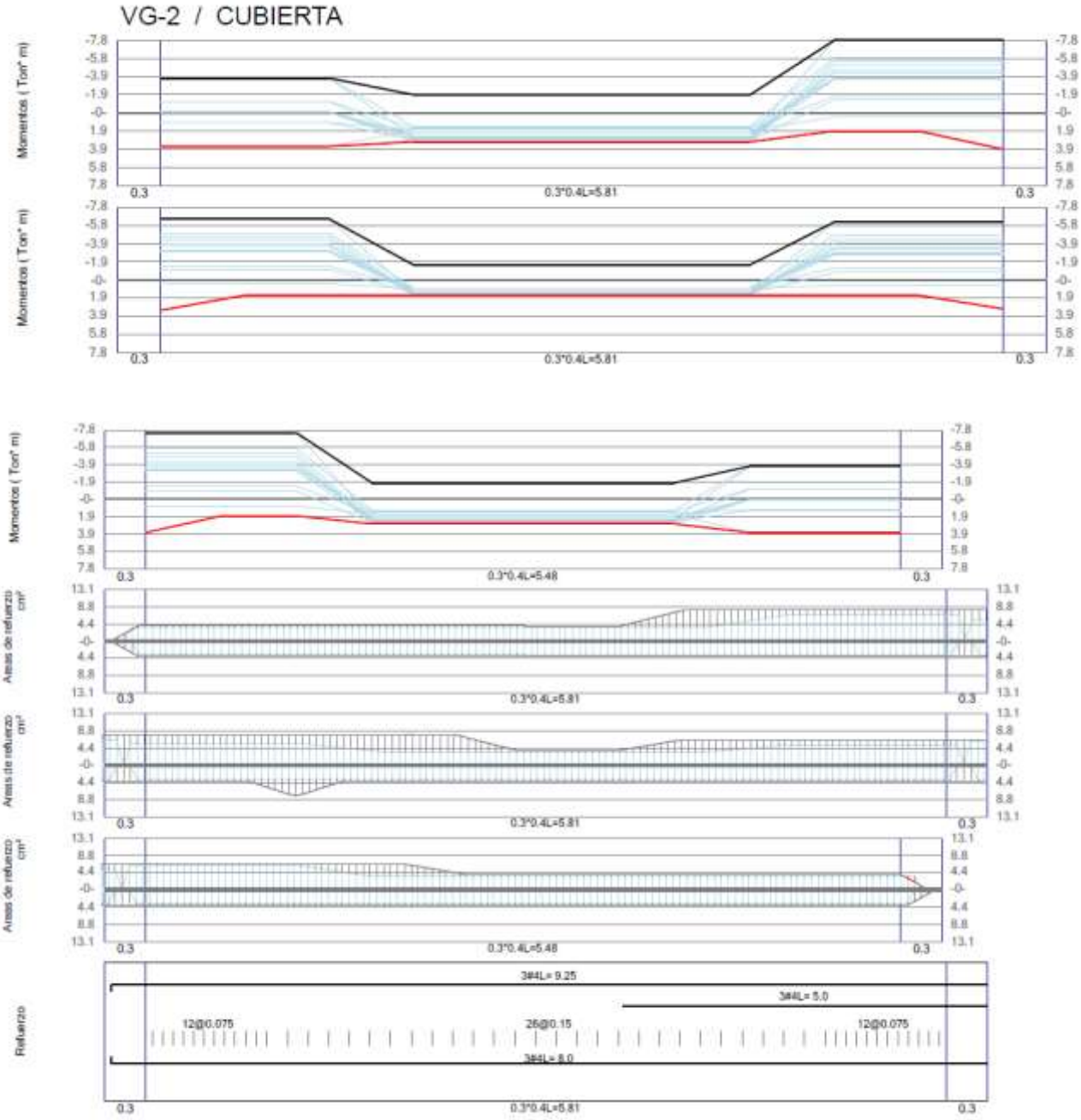
Combinaciones usadas en el grupo de diseño #1

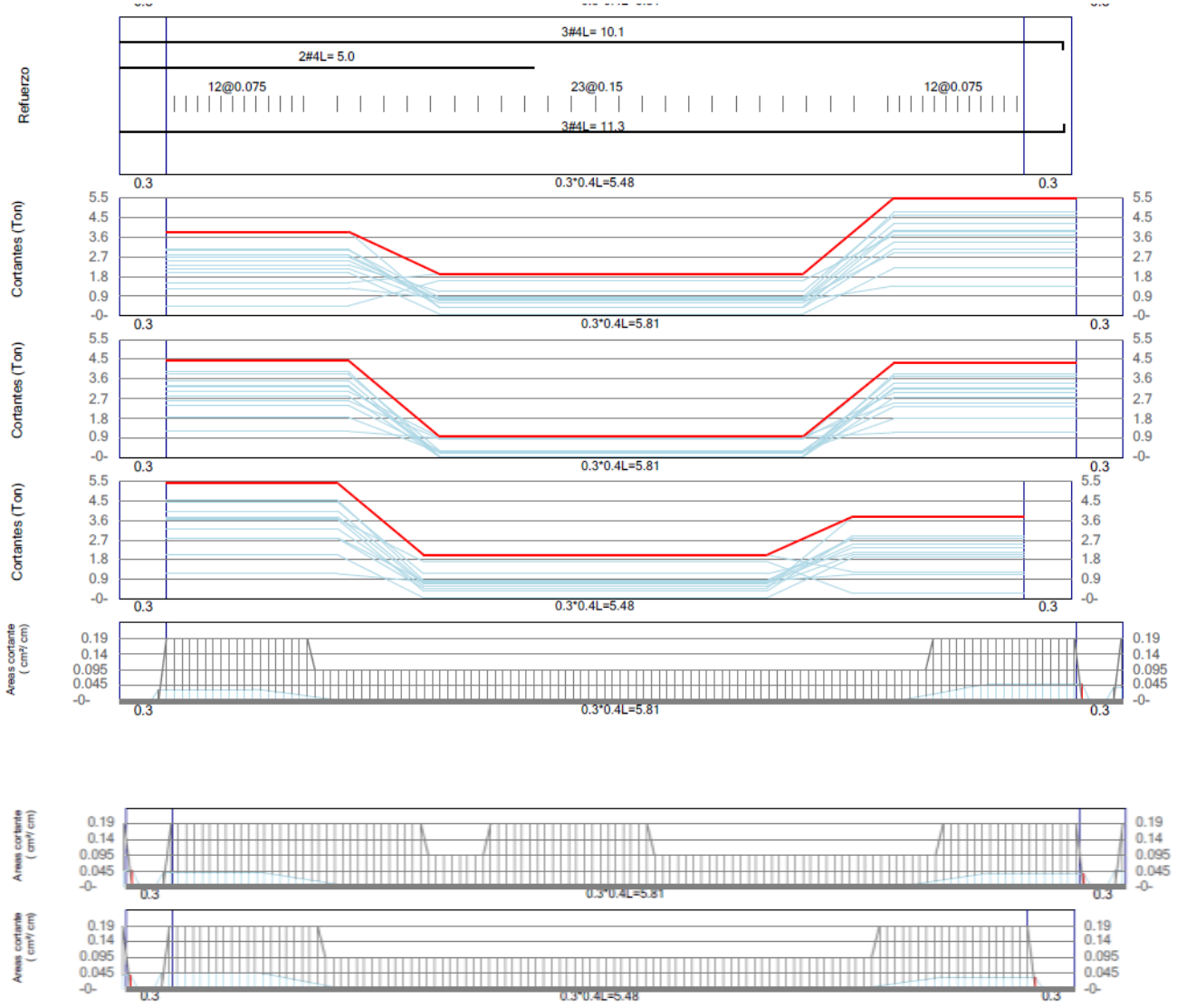
Nº	Definición	Flexión	Cortante	Torsión
1	DI-1	SI	SI	
2	DI-2	SI	SI	
3	DI-5 Max	SI	SI	
4	DI-5 Min	SI	SI	
5	DI-6 Max	SI	SI	
6	DI-6 Min	SI	SI	
7	DI-7 Max	SI	SI	
8	DI-7 Min	SI	SI	
9	DI-8 Max	SI	SI	
10	DI-8 Min	SI	SI	
11	DI-3	SI	SI	
12	DI-4	SI	SI	

VG-1 / CUBIERTA

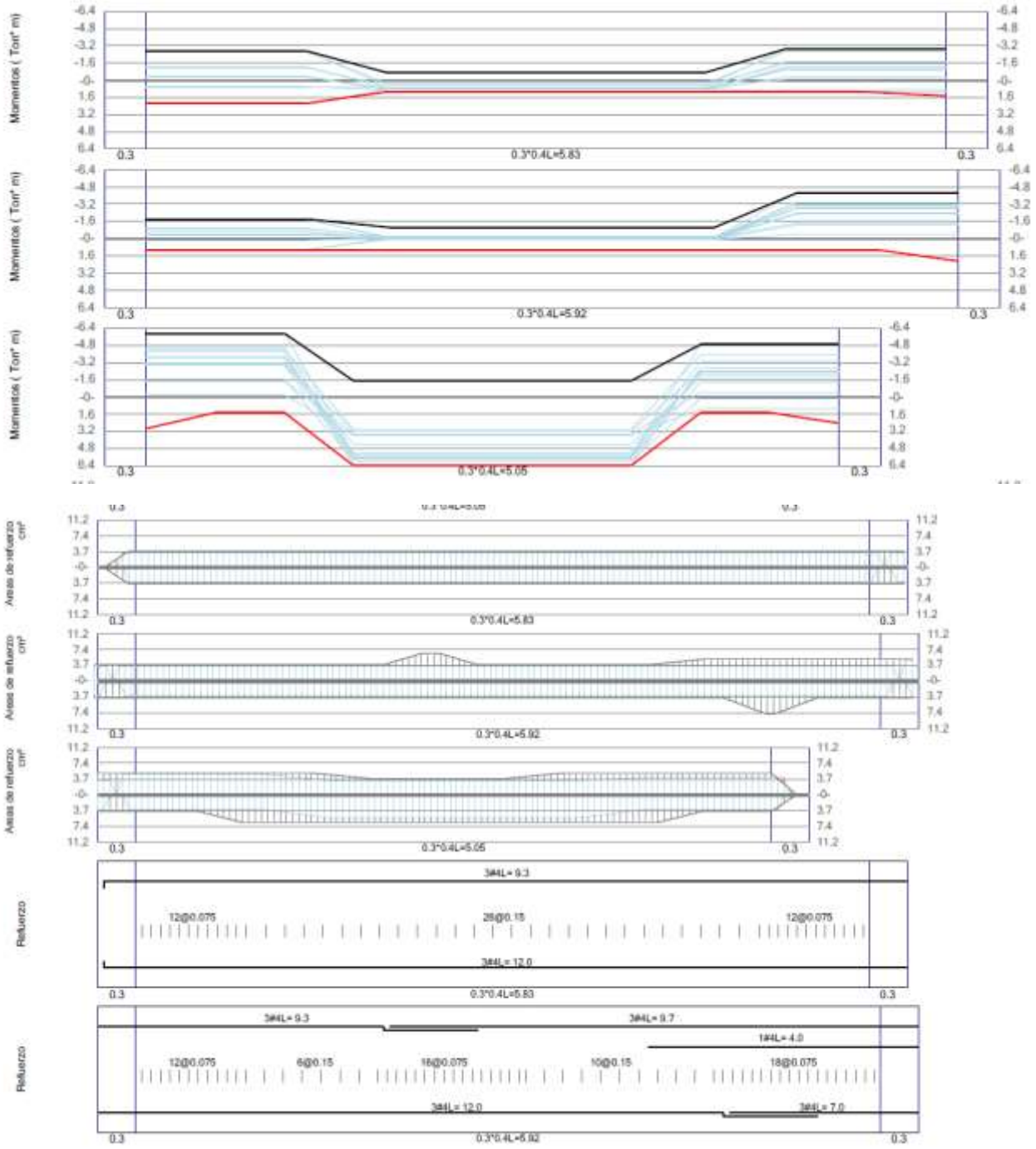


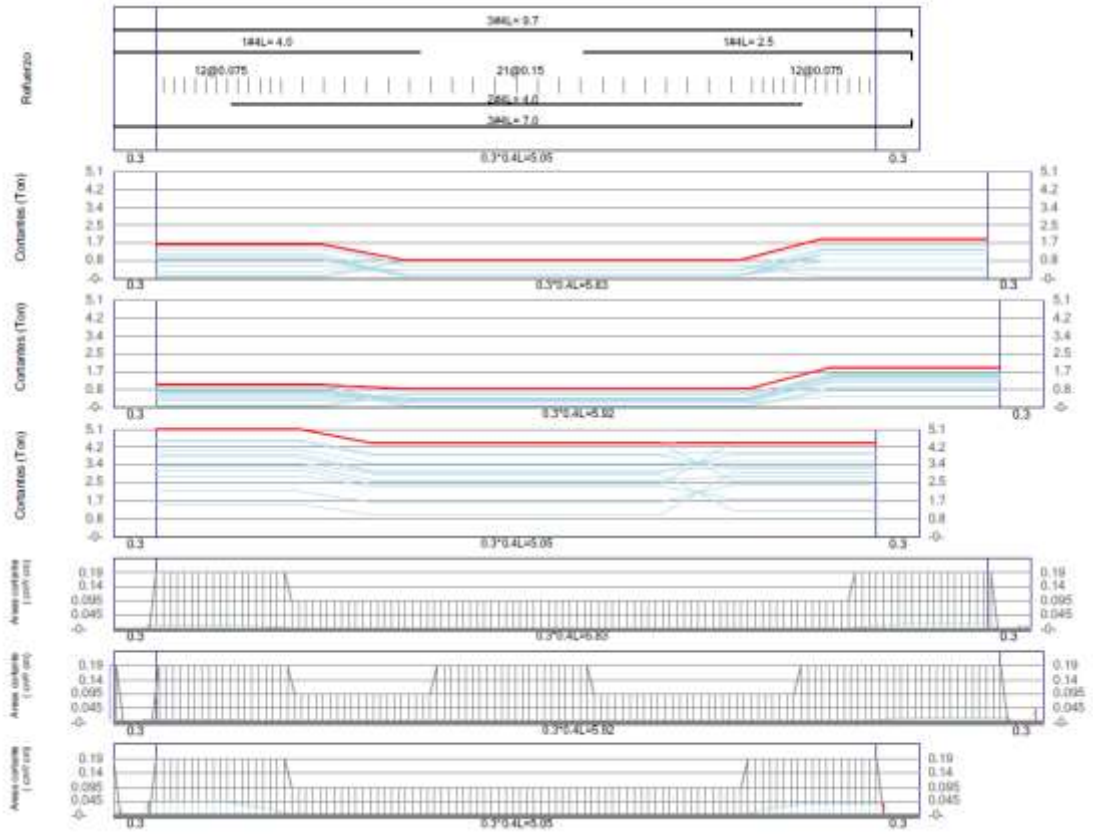

Refuerzo
3#4L= 9.25
12@0.075
26@0.15
12@0.075
3#4L= 8.0
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Refuerzo
3#4L= 9.25
3#4L= 10.1
21@0.075
2@0.15
14@0.075
13@0.15
12@0.075
3#4L= 8.0
3#4L= 11.3
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Refuerzo
3#4L= 10.1
12@0.075
23@0.15
12@0.075
3#4L= 11.3
0.3
0.3*0.4L=5.48
0.3
Cortantes (Ton)
3.2
2.7
2.1
1.6
1.1
0.5
-0-
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Cortantes (Ton)
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Cortantes (Ton)
0.3
0.3*0.4L=5.48
0.3
Area cortante (cm²/ cm)
0.19
0.14
0.095
0.045
-0-
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Area cortante (cm²/ cm)
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Area cortante (cm²/ cm)
0.3
0.3*0.4L=5.48
0.3


VG-2 / CUBIERTA
Momentos (Ton* m)
-7.8
-5.8
-3.9
-1.9
-0-
1.9
3.9
5.8
7.8
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Momentos (Ton* m)
0.3*0.4L=5.81
Momentos (Ton* m)
0.3*0.4L=5.48
Areas de refuerzo cm²
13.1
8.8
4.4
0.3*0.4L=5.81
Areas de refuerzo cm²
Areas de refuerzo cm²
0.3*0.4L=5.48
Refuerzo
3#4L= 9.25
3#4L= 5.0
12@0.075
26@0.15
12@0.075
3#4L= 8.0
0.3*0.4L=5.81

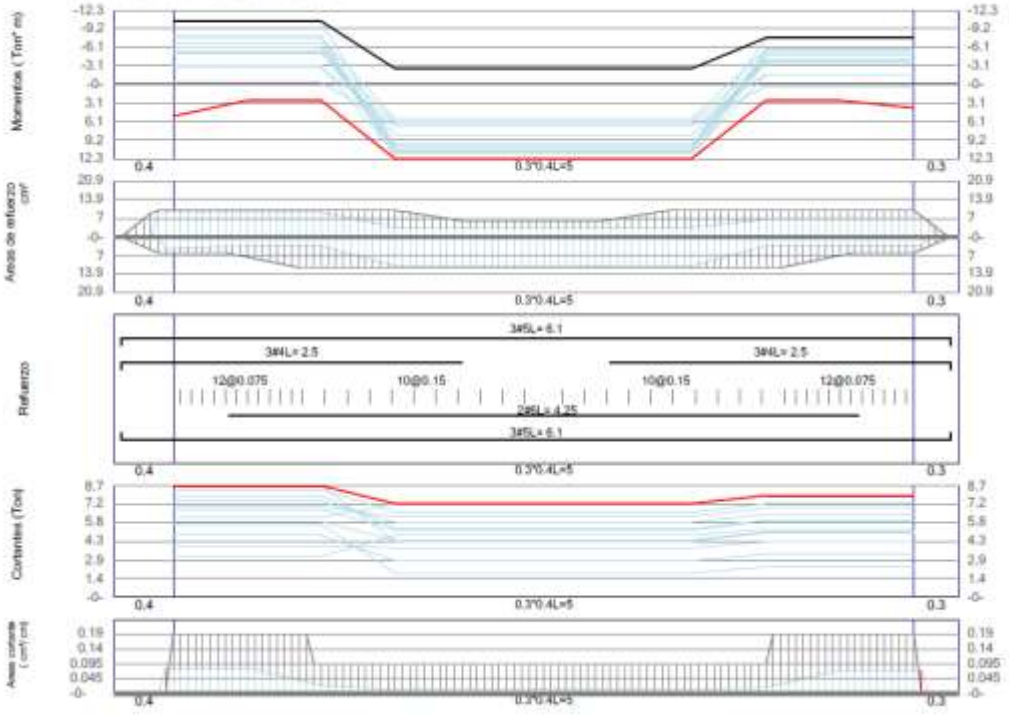

Refuerzo
3#4L= 10.1
2#4L= 5.0
12@0.075
23@0.15
12@0.075
3#4L= 11.3
0.3
0.3*0.4L=5.48
0.3
Cortantes (Ton)
5.5
4.5
3.6
2.7
1.8
0.9
-0-
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Cortantes (Ton)
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Cortantes (Ton)
0.3
0.3*0.4L=5.48
0.3
Areas cortante (cm²/ cm)
0.19
0.14
0.095
0.045
-0-
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Areas cortante (cm²/ cm)
0.3
0.3*0.4L=5.81
0.3
Areas cortante (cm²/ cm)
0.3
0.3*0.4L=5.48
0.3

VG-3 / CUBIERTA





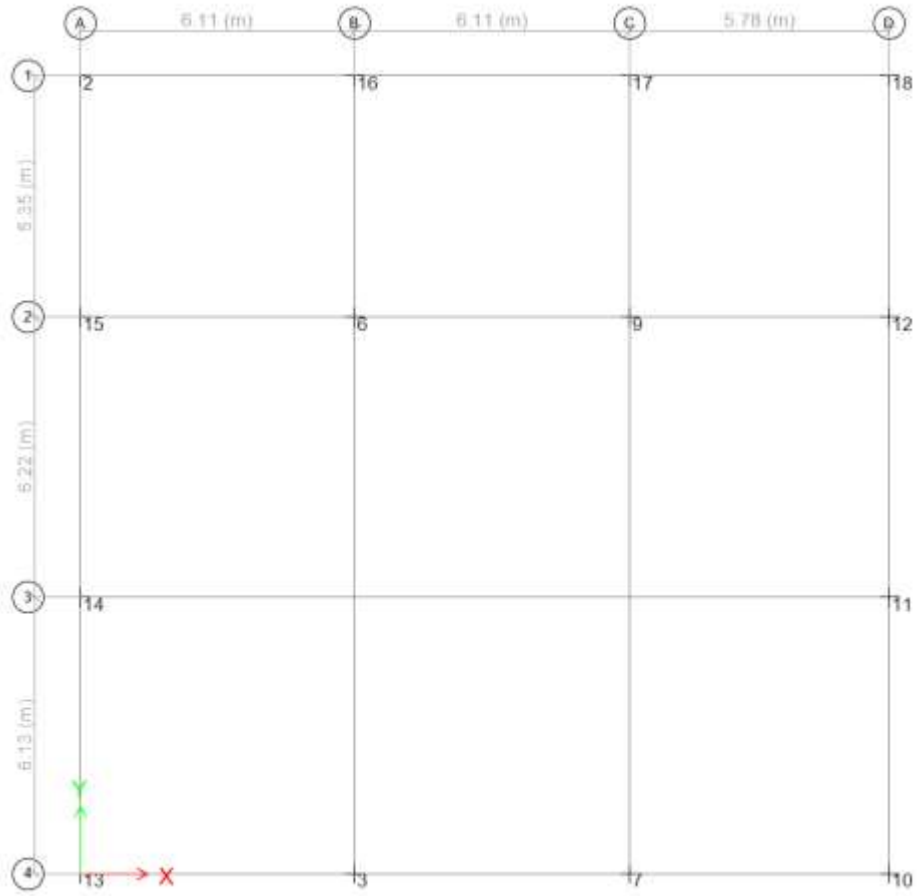
VG-4 / CUBIERTA



27. DISEÑO CIMENTACION

La cimentación se diseña de acuerdo al estudio de suelos IGC-388_EG_SOGAMOSO_SENA de la firma INGC Ingeniería civil, el cual establece cimentar la estructura por medio de un sistema con zapatas aisladas entrelazadas con vigas amarre, las cuales se dimensionarán con base a la capacidad portante de 44.7 Ton/m2 a una profundidad de 1.0 m.

27.1. NODOS CIMENTACION



27.2. CARGAS CIMENTACION

17.2.1 Cargas Cimentación Cargas verticales CIM1

TABLE: Joint Reactions									
Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CIM	2	5	CIM1	1.3127	-1.2198	7.1498	1.6275	1.6493	-0.0002
CIM	3	7	CIM1	-0.019	0.0007	10.2368	0.1018	-0.0251	0.0056
CIM	6	11	CIM1	-0.3346	2.8893	20.365	-3.4306	-0.4399	-0.0004
CIM	7	13	CIM1	-0.0014	-0.0023	10.1003	0.1117	-0.0057	-0.008
CIM	9	17	CIM1	0.1676	2.8101	19.8764	-3.3286	0.1956	-0.0004
CIM	10	19	CIM1	-0.1441	0.0661	5.8278	0.0028	-0.1873	-0.0196
CIM	11	21	CIM1	-0.0689	-0.2994	2.2431	0.4649	-0.0152	0.0056
CIM	12	23	CIM1	-1.1017	0.5425	10.459	-0.599	-1.4061	-0.0002
CIM	13	25	CIM1	0.1602	0.0722	5.9548	-0.0078	0.2044	0.0216
CIM	14	27	CIM1	0.0748	-0.3008	2.2207	0.4638	0.001	-0.0027
CIM	15	29	CIM1	1.2444	0.5831	10.8429	-0.6534	1.5619	-0.0002
CIM	16	31	CIM1	-0.283	-2.0037	15.1208	2.6202	-0.3696	-0.0002
CIM	17	33	CIM1	0.1495	-1.9605	14.6505	2.5667	0.1777	-0.0002
CIM	18	35	CIM1	-1.1565	-1.1776	6.8076	1.5772	-1.4747	-0.0002

17.2.2 Cargas Cimentación Cargas sísmicas ENVE CIM Max

TABLE: Joint Reactions									
Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CIM	2	5	ENVECIM Max	2.2056	0.4207	7.4706	3.2301	3.6483	0.0157
CIM	3	7	ENVECIM Max	1.0068	1.434	10.2368	5.3545	1.911	0.3917
CIM	6	11	ENVECIM Max	1.7032	3.9461	20.365	1.9333	3.293	0.0267
CIM	7	13	ENVECIM Max	1.0234	1.3607	10.1003	5.1483	1.9303	0.4188
CIM	9	17	ENVECIM Max	2.0078	3.8574	19.8764	1.9369	3.6732	0.0267
CIM	10	19	ENVECIM Max	0.6196	0.9888	6.1304	1.7473	1.2582	0.2743
CIM	11	21	ENVECIM Max	0.2918	1.0078	2.661	2.4863	0.956	0.1538
CIM	12	23	ENVECIM Max	0.6995	1.5563	10.5374	1.851	1.7376	0.0157
CIM	13	25	ENVECIM Max	0.8548	1.0321	6.2619	1.8221	1.5603	0.3002
CIM	14	27	ENVECIM Max	0.3845	1.0578	2.6495	2.579	0.9662	0.1487
CIM	15	29	ENVECIM Max	2.1636	1.6408	10.8571	1.924	3.5864	0.0157
CIM	16	31	ENVECIM Max	1.365	0.1079	15.1461	3.9881	2.5884	0.0157
CIM	17	33	ENVECIM Max	1.625	0.1136	14.702	3.922	2.9138	0.0157
CIM	18	35	ENVECIM Max	0.6638	0.3976	7.1835	3.1089	1.7012	0.0157

17.2.3 Cargas Cimentación Cargas sísmicas ENVE CIM Min

TABLE: Joint Reactions									
Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
CIM	2	5	ENVECIM Min	-0.5693	-1.9518	2.6907	-1.1861	-1.5925	-0.0159
CIM	3	7	ENVECIM Min	-1.0367	-1.4317	4.9942	-5.2075	-1.9501	-0.3861
CIM	6	11	ENVECIM Min	-2.1217	-0.2659	8.3007	-6.1837	-3.843	-0.0272
CIM	7	13	ENVECIM Min	-1.0249	-1.3619	4.8635	-4.9894	-1.9381	-0.4273
CIM	9	17	ENVECIM Min	-1.7976	-0.283	8.065	-6.0633	-3.4279	-0.0272
CIM	10	19	ENVECIM Min	-0.8463	-0.8519	2.2119	-1.8104	-1.5528	-0.2985
CIM	11	21	ENVECIM Min	-0.3809	-1.3908	1.0844	-1.8922	-0.9774	-0.1471
CIM	12	23	ENVECIM Min	-2.0719	-0.9053	4.0258	-2.5639	-3.4894	-0.0159
CIM	13	25	ENVECIM Min	-0.6022	-0.8875	2.2817	-1.8986	-1.2376	-0.2734
CIM	14	27	ENVECIM Min	-0.2878	-1.4424	1.069	-1.9865	-0.9629	-0.1518
CIM	15	29	ENVECIM Min	-0.6132	-0.9405	4.2614	-2.703	-1.6404	-0.0159
CIM	16	31	ENVECIM Min	-1.7179	-2.6804	6.2336	-0.7299	-3.0493	-0.0159
CIM	17	33	ENVECIM Min	-1.4387	-2.6294	6.0132	-0.7286	-2.6924	-0.0159
CIM	18	35	ENVECIM Min	-2.1055	-1.8778	2.4829	-1.1256	-3.5396	-0.0159

27.3. DISEÑO ZAPATAS

Para el diseño de zapatas se verifican las cargas en cimentación con las combinaciones anteriores y la mas critica es la combinación CIM1.

17.3.1 Dimensionamiento zapatas

El dimensionamiento de las zapatas se calcula cogiendo la máxima carga por las combinaciones de cimentación descritas en el capitulo B de la NSR-10. Una vez obtenida la carga en cimentación se realiza la siguiente operación:

$$AREA = \frac{FZX(1.15)}{Q}$$

FZ= CARGA CIMENTACION

1.15= 15% ADICIONAL PESO PROPIO CIMENTACION

Q= CAPACIDAD PORTANTE SUELO DE ACUERDO A ESTUDIO DE SUELOS

TABLE: Joint Reactions							
Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FZ	AREA	LADO 1	LADO 2
				tonf	m2	m	m
CIM	2	5	CIM1	7.1498	0.184	0.429	0.655
CIM	3	7	CIM1	10.2368	0.263	0.513	0.716
CIM	6	11	CIM1	20.365	0.524	0.724	0.851
CIM	7	13	CIM1	10.1003	0.260	0.510	0.714
CIM	9	17	CIM1	19.8764	0.511	0.715	0.846
CIM	10	19	CIM1	5.8278	0.150	0.387	0.622
CIM	11	21	CIM1	2.2431	0.058	0.240	0.490
CIM	12	23	CIM1	10.459	0.269	0.519	0.720
CIM	13	25	CIM1	5.9548	0.153	0.391	0.626
CIM	14	27	CIM1	2.2207	0.057	0.239	0.489
CIM	15	29	CIM1	10.8429	0.279	0.528	0.727
CIM	16	31	CIM1	15.1208	0.389	0.624	0.790
CIM	17	33	CIM1	14.6505	0.377	0.614	0.784
CIM	18	35	CIM1	6.8076	0.175	0.418	0.647

Una vez realizado el dimensionamiento se agrupan las zapatas de acuerdo a su área requerida.

17.3.2 Diseño por tipo de zapatas

Las zapatas se diseñarán con base a las siguientes formulas las cuales se encuentran programadas dentro de la hoja de cálculo y son las siguientes:

Diseño zapatas

$P = Fz + Wp + Wz$

Fz= Carga cimentación del modelo matemático combinaciones de carga título B

Wp= Peso propio pedestal

Wz= Peso propio zapata

Cuando tiene una viga que amarra en ambos sentidos:

$$S_{act} = \frac{P}{A}$$

Cuando no tiene viga se debe tener en cuenta el momento de diseño, el Sact se calcula de la siguiente forma:

$$S_{act} = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BxL^2}$$

A= Área zapata de acuerdo al Dimensionamiento

S_{ad}= Capacidad portante dada en estudio de suelos

$S_{act} \leq S_{ad}$ El S_{act} debe ser menor al S_{ad}

Diseño flexión

Lvol= Longitud de voladizo

$L_{vol} = b_{col} - L_{zap}$

$\boldsymbol{b_{col} = Ancho\ de\ columna}$

$\boldsymbol{L_{zap} = Longitud\ zapata}$

Usamos un factor de seguridad de FS= 1.5 para el diseño de las zapatas, entonces ya con la longitud de diseño, el esfuerzo a soportar y el factor de seguridad se procede a calcular el momento:

$M_u = F.SXS_{act}XL_{vol}$

Calculado el momento se procede con la formula de la flexión a calcular el área de acero con la siguiente ecuación:

$$\underline{\emptyset M_n = \emptyset p f_y \left(1 - 0.59 p \frac{f_y}{f_c}\right) b d^2}$$

Chequeo cortante unidireccional

$$\boldsymbol{L_{vol2} = L_{vol} - \frac{d}{2}}$$

$$\boldsymbol{L_{vol2} = Longitud\ voladizo\ cortante}$$

$$\boldsymbol{d = h - recu}$$

$$\boldsymbol{V_u = F.SXL_{vol2} XS_{act}}$$

El cortante ultimo se chequea contra el cortante del concreto y se verifica que este sea menor que el Vc, el cortante del concreto se calcula de la siguiente manera:

$$\emptyset V_c = 0.17x0.75x\sqrt{F_C}xbxd$$

$$\emptyset V_c > V_u$$

Chequeo cortante bidireccional - Punzonamiento

$$V_{upunz} = F.SXS_{act} XA_{punz}$$

$$A_{punz} = A_{totsl} - A_{int}$$

$$A_{total} = Area\ zapata$$

$$A_{int} = (b_{col} + d)x(h_{col} + d)$$

El cortante por punzonamiento se compara contra el menor de los siguientes cortantes del concreto:

$$\emptyset V_C = 0.75X0.17\sqrt{f_c}x\left[1 + \frac{2}{\beta}\right] b_o x d$$

$$\emptyset V_C = \emptyset X0.083X\sqrt{F_C}\left(\frac{\alpha d}{b_o} + 2\right) b_o x d$$

$$\emptyset V_c = \emptyset x0.33\sqrt{f_c} b_o d$$

$$\emptyset V_c > V_u$$

PROYECTO: ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO CMM - SENA
DISEÑO DE ZAPATAS CONCETRICA
ZAPATA TIPO: Z-1

1. DIMENSIONAMIENTO

LABEL = 16

Acciones		Columna		Zapata	
Fz (ton)=	15.12	Bp (m)=	0.30	Bz (m)=	1.00
		Lp (m)=	0.30	Lz (m)=	1.00
		Hp (m)=	1.00	Hz (m)=	0.30
				d'(m)=	0.08
S ad (ton/m2)=	44.70			d(m)=	0.23

Peso propio

Wp (ton)=	0.22
Wz (ton)=	0.72
P (ton)=	16.06
Sact (ton/m2)=	**16.06**

act ≤ Sad OK

2. DISEÑO

Sact (Ton/m2)=	16.06
F.S. =	1.5
f'c (MPa)=	21
fy (MPa)=	420

2.1 DISEÑO A FLEXION

L vol	0.35	ρmin=	0.0018
M u (ton.m)=	1.48	Asmin (mm2)=	540
ρ=	0.0008		
As(mm2)=	540	#4-c/c	0.23m

2.2 CHEQUEO DE CORTANTE UNIDIRECCIONAL

Lx vol-d/2=	0.24
Vu act (ton)=	5.72
φVc (ton)=	13.15

φVc ≥ Vu OK

CHEQUEO DE CORTANTE BIDIRECCIONAL - PUNZONAMIENTO

Sact (ton/m2)=	16.06
Vu punz (ton)=	17.45

Chequeo según C.11.11.2.1

Bo (m)=	2.10
β=	1.00
α_s =	20
a) φVc1=	82.82
b) φVc2=	55.84
c) φVc3=	53.59
φVc min (ton)=	53.59

φVc ≥ Vpunz OK

PROYECTO: ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO CMM - SENA
DISEÑO DE ZAPATAS CONCETRICA
ZAPATA TIPO: Z-2

1. DIMENSIONAMIENTO

LABEL = 6

Acciones		Columna		Zapata	
Fz (ton)=	20.36	Bp (m)=	0.30	Bz (m)=	1.00
Mx (ton.m)=	3.29	Lp (m)=	0.40	Lz (m)=	1.50
		Hp (m)=	1.00	Hz (m)=	0.35
				d'(m)=	0.08
S ad (ton/m2)=	44.70			d(m)=	0.28

Peso propio

Wp (ton)=	0.29
Wz (ton)=	1.26
P (ton)=	21.91
Sact (ton/m2)=	**23.38**

act ≤ Sad OK

2. DISEÑO

Sact (Ton/m2)=	23.38
F.S. =	1.5
f'c (MPa)=	21
fy (MPa)=	420

2.1 DISEÑO A FLEXION

L vol	0.55	ρmin=	0.0018
M u (ton.m)=	5.30	Asmin (mm2)=	630
ρ=	0.0019		
As(mm2)=	630	#4-c/c	0.20m

2.2 CHEQUEO DE CORTANTE UNIDIRECCIONAL

Lx vol-d/2=	0.41
Vu act (ton)=	14.47
φVc (ton)=	16.07

φVc ≥ Vu OK

CHEQUEO DE CORTANTE BIDIRECCIONAL - PUNZONAMIENTO

Sact (ton/m2)=	23.38
Vu punz (ton)=	38.99

Chequeo según C.11.11.2.1

Bo (m)=	2.50
β=	1.50
α_s =	20
a) φVc1=	93.73
b) φVc2=	82.37
c) φVc3=	77.98
φVc min (ton)=	77.98

φVc ≥ Vpunz OK

PROYECTO: ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO CMM - SENA
DISEÑO DE ZAPATAS CONCETRICA
ZAPATA TIPO: Z-3

1. DIMENSIONAMIENTO **LABEL = 3**

Acciones		Columna		Zapata	
Fz (ton)=	10.23	Bp (m)=	0.30	Bz (m)=	1.00
Mx (ton.m)=	5.35	Lp (m)=	0.40	Lz (m)=	1.20
		Hp (m)=	1.00	Hz (m)=	0.35
				d'(m)=	0.08
S ad (ton/m2)=	44.70			d(m)=	0.28

Peso propio
Wp (ton)= 0.29
Wz (ton)= 1.01

P (ton)= 11.53

Sact (ton/m2)= 31.90

Sact ≤ Sad OK

2. DISEÑO

Sact (Ton/m2)= 31.90
F.S. = 1.5
f'c (MPa)= 21
fy (MPa)= 420

2.1 DISEÑO A FLEXION

L vol 0.40 ρmin= 0.0018
M u (ton.m)= 3.83 Asmin (mm2)= 630
ρ= 0.0014

As(mm2)= 630 #4-c/c 0.20m

2.2 CHEQUEO DE CORTANTE UNIDIRECCIONAL

Lx vol-d/2= 0.26
Vu act (ton)= 12.56
φVc (ton)= 16.07 **φVc ≥ Vu** OK

2.3 CHEQUEO DE CORTANTE BIDIRECCIONAL - PUNZONAMIENTO

Sact (ton/m2)= 31.90
Vu punz (ton)= 38.84

Chequeo según C.11.11.2.1
Bo (m)= 2.50
β= 1.20
α_s = 20

a) φVc1= 107.12
b) φVc2= 82.37
c) φVc3= 77.98

φVc min (ton)= 77.98 **φVc ≥ Vpunz** OK

27.4. DISEÑO VIGAS CIMENTACION

Las vigas de cimentación son vigas de amarre las cuales son las encargadas de trasmitir un porcentaje de la carga que baja de las columnas se diseñan de la siguiente manera:

VIGAS DE CIMENTACION

PROYECTO - ZONA DE CONFORT Y GIMNASIO CMM -SENA

Concreto f'c =	21.1Mpa	fvc=	651kN/m²
Acero fy =	420Mpa	$r_{mínimo}$ =	0.00333
H de la viga=	0.40m	Asmin	320
b de la viga =	0.30m		
d=	0.32m		

Porcentaje de carga que pasa a la columna vecina= 10% Po= 19.76kN

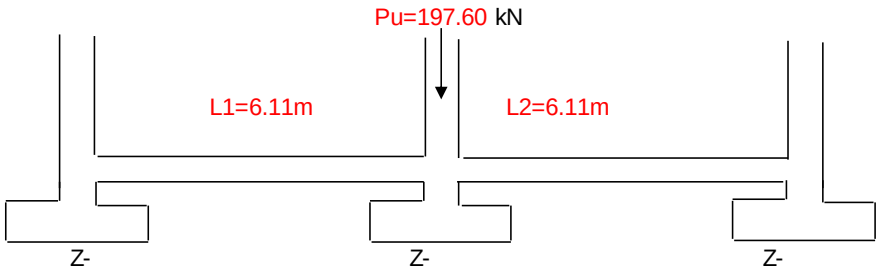


Diagrama de momentos en kNm

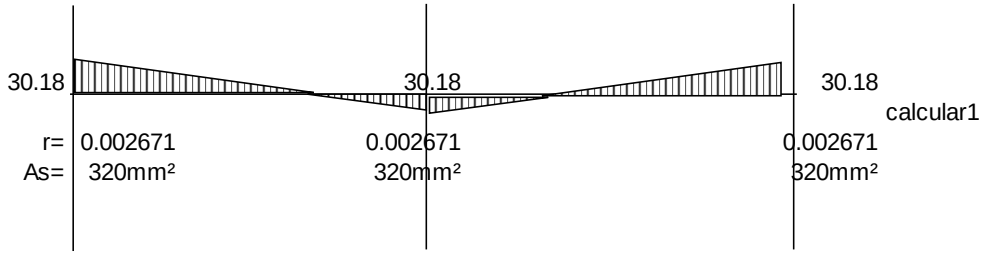
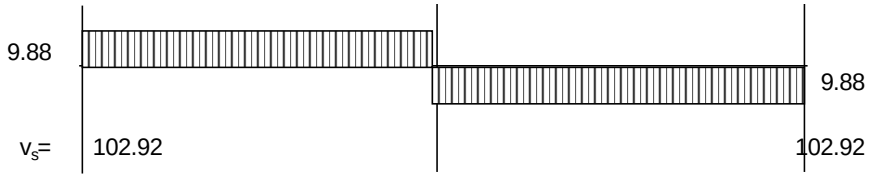


Diagrama de cortantes:



Este análisis se efectuó para la condición más desfaborable de la cimentación, por lo tanto se adopta tanto para el refuerzo a momento positivo como para el refuerzo a momento negativo 3#4 As=381mm²
Para el refuerzo a cortante se colocarán estribos cada d/2 (#3 c/0.15) en toda la longitud.

27.5. DISEÑO LOSA DE CONTRAPISO

DISEÑO LOSA DE CONTRAPISO

CARGAS
D
L

La losa se encuentra apoyada sobre el recebo se diseña con cuantía mínima

h	0.1	m
d	0.07	
p	0.002	
As	2.00	cm2/m
Malla	6.5mm c/15	**OK**

27.6. DISEÑO SOBRECIMIENTO

DISEÑO SOBRECIMIENTO
PROYECTO: GIMNASIO Y ZONA DE CONFORT

H=	0.30 m	
q=	1.50 t/m2	
Ka=	0.35	
γ =	1.80 t/m3	
p=	0.19 t/m2	$p=Ka\gamma H$
p'=	0.53 t/m2	$p'=qKa$
E=	0.03 t	
E'=	0.16 t	
E_{total}=	0.19 t	
F.S(1.5x1.3)=	1.5	
Mu(-)=	0.00 t-m	
Mu(+max)=	1.00 t-m	
Vu=	0.50 t	
concreto	210 kg/cm2	
acero fy	4200 kg/cm2	
ancho	1.00 m	
alto	0.15 m	
recubrimiento	0.05 m	
d:	0.10 m	

VAR # 4C/0.25

cuantia (-)	0.00200	As(-)	2.00 cm2	v_u=	0.50 kg/cm2 Ok
cuantia (+)	0.00273	As(+)	2.73 cm2	ϕv_c=	5.7 kg/cm2

28. DISEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA

28.1. DISEÑO VIGUETAS

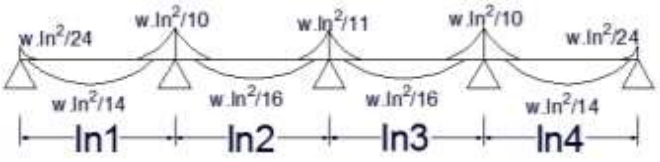
Para el diseño de las viguetas aéreas del avaluó de cargas se saca la carta en ton/m2, luego se multiplica por la aferencia sacada del plano. Y se procede a hacer la carga distribuida sobre la vigueta.

Cargas aferentes viguetas

VIGUETA	CM T/M2	CV T/M2	AFERENCIA	CM T/M	CV T/M
VT-1	0.5	0.18	2.5	1.25	0.45

Diseño flexión viguetas

Una vez calculada las cargas distribuidas sobre las viguetas, se procede a calcular el momento el cual teniendo la carga se puede calcular con las siguientes formulas:



Luego de calculado los diagramas de momento se obtienen los momentos máximos, con los momentos máximos vamos a la fórmula de la flexión para calcular las cuantías de acero:

$$\emptyset M_n = \emptyset p f_y \left(1 - 0.59 p \frac{f_y}{f_c}\right) b d^2$$

De esta fórmula se obtiene la cuantía para refuerzo a momentos negativos y positivos, el cual se coloca en el despiece.

Diseño Cortante

Para el diseño del refuerzo trasversal teniendo la carga distribuida se realiza el diagrama de cortantes y se calculan los cortantes máximos los cuales dan en los apoyos, sin embargo, de acuerdo a NSR-10 se colocan estribos con una separación máxima a d/2.

El cortante del concreto se describe de la siguiente manera:

$$\emptyset V_C = \emptyset 0.17\sqrt{f'_c} b_w d$$

La resistencia a cortante del acero se describe de la siguiente manera:

$$\emptyset V_s = \frac{\emptyset A_v f_y d}{s}$$

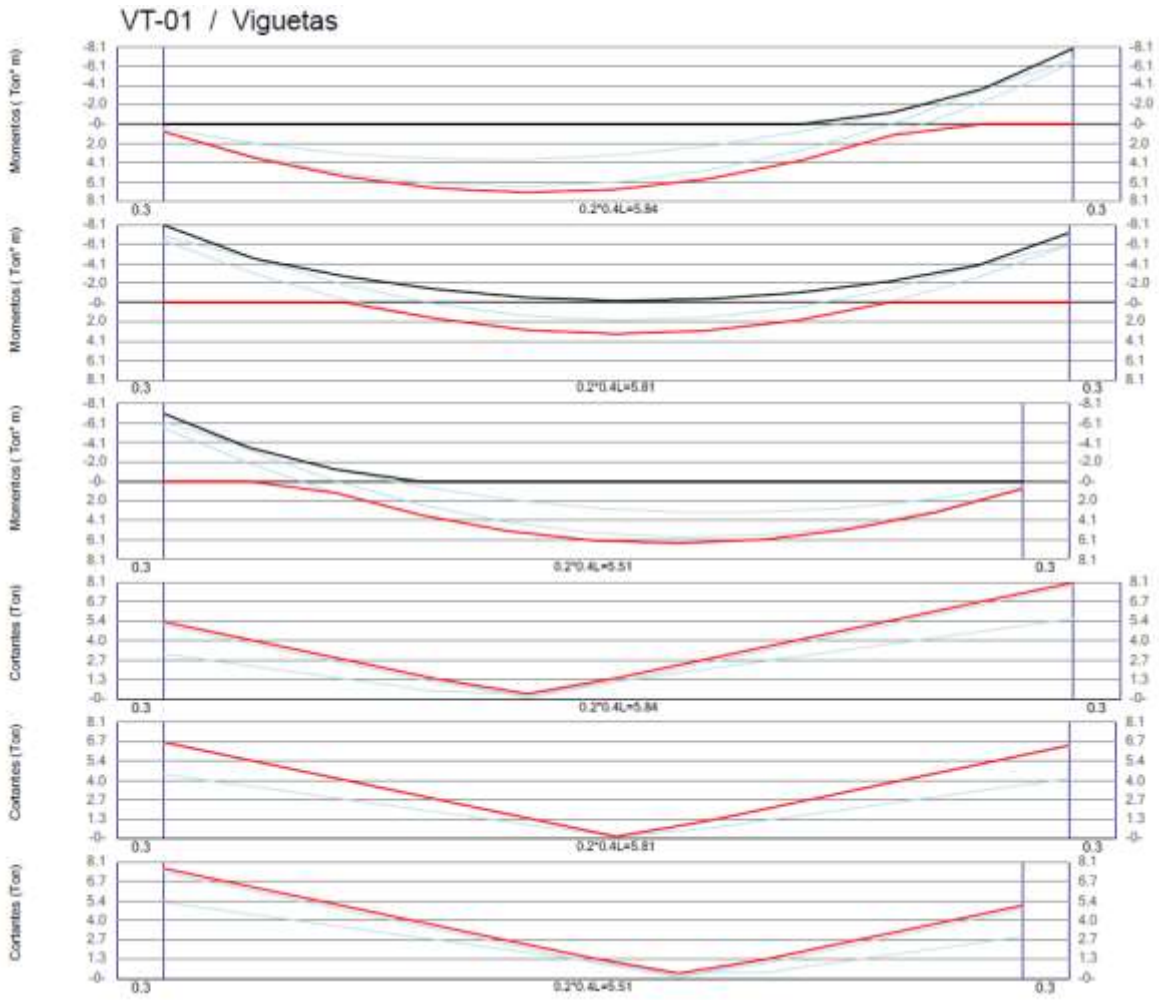
El refuerzo total que resistirá la sección deberá ser mayor que el cortante que se encuentra actuando con base a las solicitaciones:

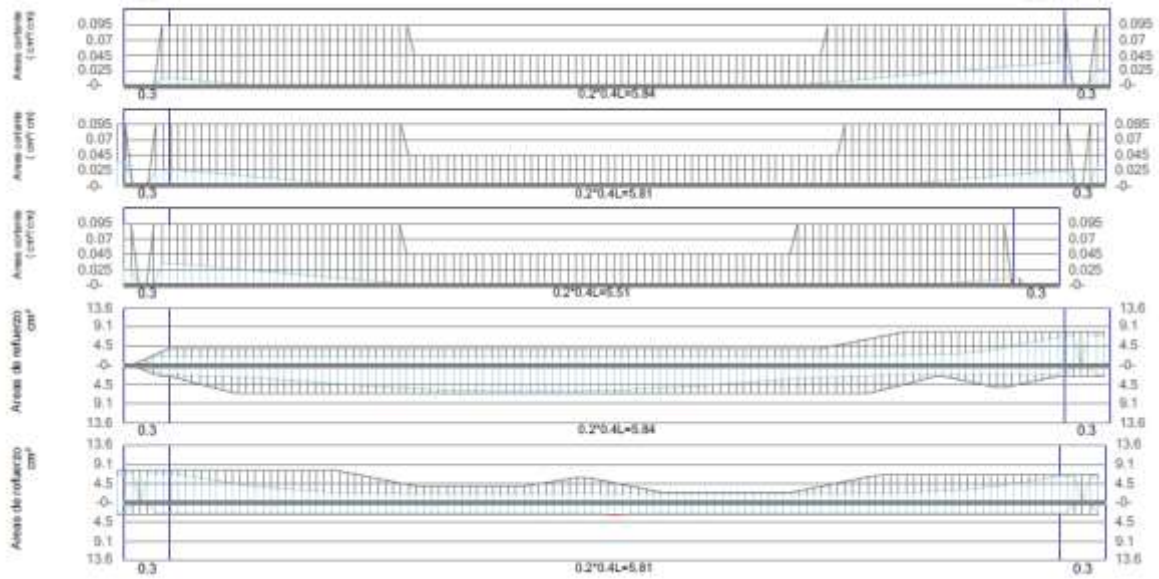
$V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s > V_u$

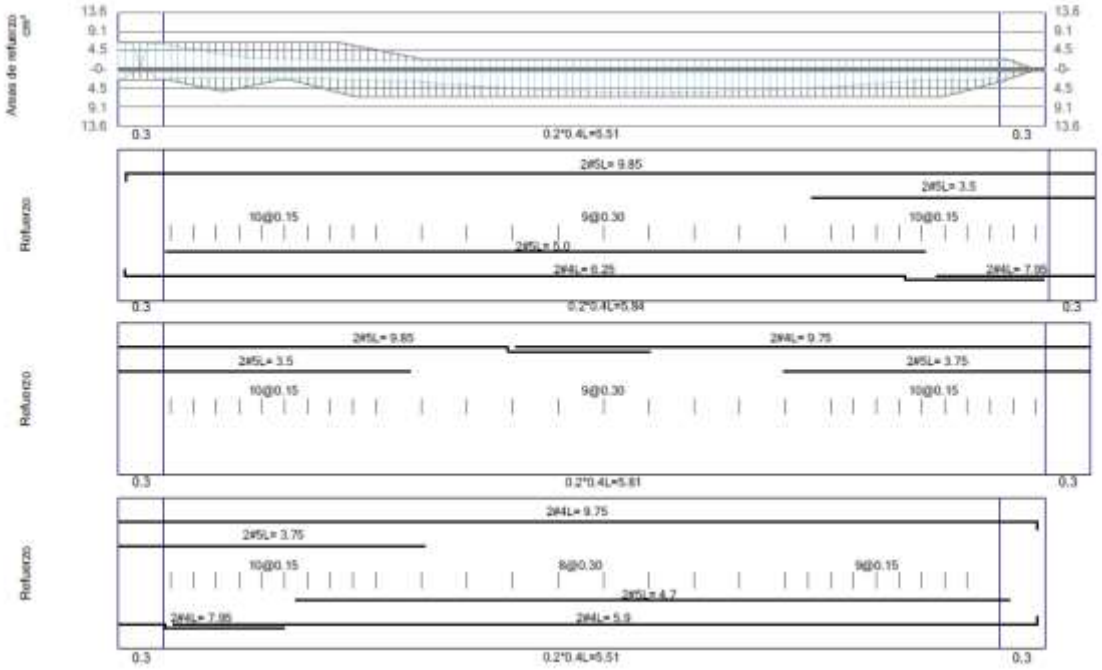
De acuerdo a estos cortantes obtenidos del modelo matemático y los requisitos mínimos de la NSR-10 se colocan los estribos de las viguetas.

Diseño vigueta DCCAD




VT-01 / Viguetas
Momentos (Ton* m)
Momentos (Ton* m)
Momentos (Ton* m)
Cortantes (Ton)
Cortantes (Ton)
Cortantes (Ton)
0.3
0.2*0.4L=5.84
0.2*0.4L=5.81
0.2*0.4L=5.51


Areas de refuerzo cm²
Areas de refuerzo cm²
0.3
0.2*0.4L=5.84
0.2*0.4L=5.81
0.2*0.4L=5.51

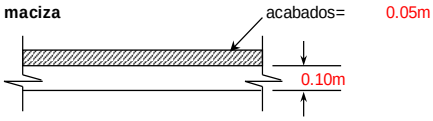

Areas de refuerzo cm²
13.6
9.1
4.5
-0-
4.5
9.1
13.6
0.3
0.2*0.4L=5.51
0.3
Refuerzo
2#5L= 9.85
2#5L= 3.5
10@0.15
9@0.30
10@0.15
2#5L= 5.0
2#4L= 6.25
2#4L= 7.05
0.3
0.2*0.4L=5.84
0.3
Refuerzo
2#5L= 9.85
2#4L= 9.75
2#5L= 3.5
2#5L= 3.75
10@0.15
9@0.30
10@0.15
0.3
0.2*0.4L=5.81
0.3
Refuerzo
2#4L= 9.75
2#5L= 3.75
10@0.15
8@0.30
9@0.15
2#5L= 4.7
2#4L= 7.05
2#4L= 5.9
0.3
0.2*0.4L=5.51
0.3

28.2. DISEÑO LOSAS AEREAS

PROYECTO: GIMNASIO Y ZONA DE CONFORT CMM -SENA
DISEÑO LOSA MACIZA CUBIERTA

AVALÚO DE CARGAS

Tipo Placa entrepiso: losa maciza



Peso específico concreto:	2.4T/m³	
Peso específico de acabados:	2.2T/m³	
Peso propio de la losa:	0.1x2.4=	0.240T/m²
Peso propio de acabados:	0.05x2.2	0.110T/m²
Peso Impermeabilizacion:		0.100T/m²
Subtotal carga muerta:		0.450T/m²
Carga viva:	Cubierta sin Acceso	0.180T/m²
Carga última:	1.2x0.45+1.6x0.18=	0.828T/m²

DIAGRAMA DE MOMENTO (Mu)

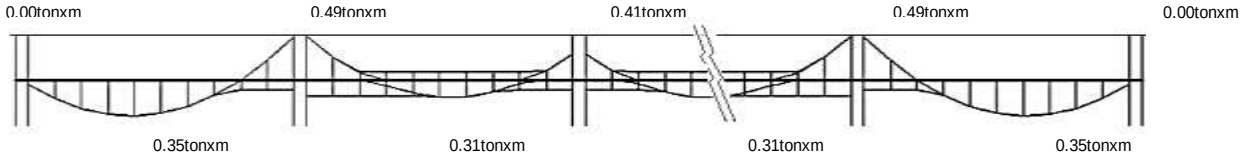
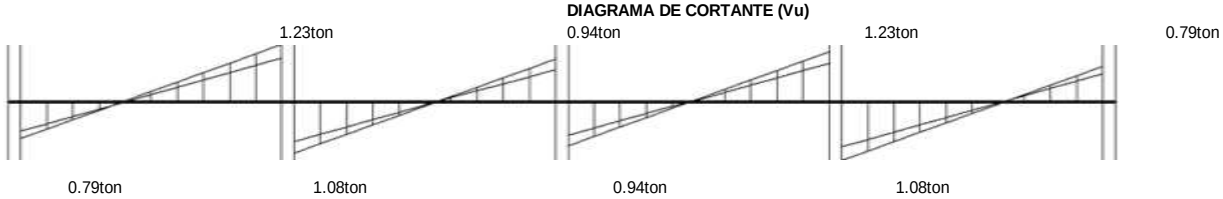


DIAGRAMA DE CORTANTE (Vu)



DISEÑO A FLEXIÓN:

f'c	21.0Mpa		ρmínima:	**0.002**
acero fy	420Mpa	Mpa	Asmin.:	1.50cm²
b	1.00m			
d	0.075m			
Luz entre ejes	2.44m			

MOMENTOS POSITIVOS:

1	Mu(+)	0.35tonxm	ρ: 0.0017	As:	1.27cm²	MALLA Colocada
2	Mu(+)	0.31tonxm	ρ: 0.0015	As:	1.11cm²	5.5 mm C/.15

MOMENTOS NEGATIVOS:

1	Mu(-)	0.49tonxm	ρ: 0.0024	As:	1.79cm²	MALLA
2	Mu(-)	0.41tonxm	ρ: 0.0020	As:	1.48cm²	6.0 mm C/.15

DISEÑO A CORTANTE:

Vu=	1.23ton
vu=	16.35T/m²
fvc =	57.30T/m² Ok

28.3. DISEÑO CORREAS

Memorias de Cálculo

PROGRAMA DE DISENO Y CALCULO ESTRUCTURAL
ARQUIMET 2.0

Proyecto: _____ Fecha: _____

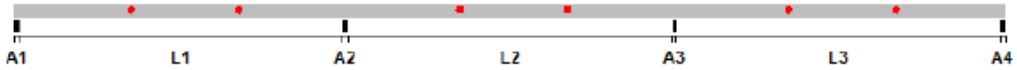
Ingeniero: _____ Firma: _____

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTE DE CORREAS

PHR C con atiesador 220 x 80 x 20 (2.50 mm)
con Fy = 35.15 Kgf/mm² cada 1.54 m con arriostramiento cada L/3.

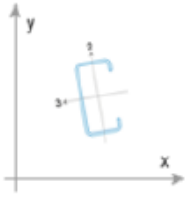
SECCION LONGITUDINAL



L1	6.11 m
L2	6.11 m
L3	6.11 m
A1	0.10 m
A2	0.10 m
A3	0.10 m
A4	0.10 m

CONFIGURACION	
TIPO DE CARGA	DISTRIBUIDA
Carga muerta	0.02 Ton/m²
Peso propio correa	0.01 Ton/m
Carga viva	0.05 Ton/m²
Carga granizo	0.10 Ton/m²
Viento compresión (Perpendicular)	0.04 Ton/m²
Viento succión (Perpendicular)	0.04 Ton/m²
Pendiente sección transversal	10° = 17.6330%

SECCION TRANSVERSAL





L = 1.54 m

Memorias de Cálculo

PROGRAMA DE DISENO Y CALCULO ESTRUCTURAL
ARQUIMET 2.0

Proyecto: _____ Fecha: _____

Ingeniero: _____ Firma: _____

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

REPORTES DE DISEÑO

REPORTE FLEXION				
	Apoyos		Interiores	
Ejes locales	3	2	3	2
Resistente (Ton.m)	2.0439	0.4377	1.7548	0.4182
Calculado (Ton.m)	1.2312	0.0185	1.2312	0.0230

REPORTE CORTANTE		
Ejes locales	2	3
Resistente (Ton)	7.0293	6.3118
Calculado (Ton)	1.1676	0.0531

REPORTE DEFLEXION		
Deflexiones máximas	Instantanea	Permanente
Admisible (m)	0.0230	0.0000
Calculado (m)	0.0051	0.0000

Memorias de Cálculo

PROGRAMA DE DISENO Y CALCULO ESTRUCTURAL
ARQUIMET 2.0

Proyecto: _____ Fecha: _____

Ingeniero: _____ Firma: _____

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

COMBINACIONES DE CARGA					
No	Muerta	Viva	Granizo	Viento compresión	Viento succión
1	1.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	0.0000
3	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	0.0000
4	1.2000	1.6000	0.0000	0.5000	0.0000
5	1.2000	0.0000	1.6000	0.5000	0.0000
6	1.2000	1.6000	0.0000	0.0000	0.5000
7	1.2000	0.0000	1.6000	0.0000	0.5000
8	1.2000	0.5000	0.0000	0.0000	1.0000
9	1.2000	0.0000	0.5000	0.0000	1.0000
10	1.2000	0.5000	0.0000	1.0000	0.0000
11	1.2000	0.0000	0.5000	1.0000	0.0000
12	0.9000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000
13	0.9000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000

Memorias de Cálculo

PROGRAMA DE DISENO Y CALCULO ESTRUCTURAL
ARQUIMET 2.0

Proyecto: _____ Fecha: _____

Ingeniero: _____ Firma: _____

REACCIONES - EJES GLOBALES (Ton-m)

Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO

APOYO 1		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	0.0944
Viva de Cub.	0.0000	0.1874
Granizo	0.0000	0.3748
Viento Comp.	-0.0266	0.1507
Viento Succion	0.0266	-0.1507
Comb. 1	-0.0155	0.1321
Comb. 2	-0.0242	0.2069
Comb. 3	-0.0352	0.3006
Comb. 4	-0.0617	0.4884
Comb. 5	-0.0968	0.7882
Comb. 6	-0.0617	0.4884
Comb. 7	-0.0968	0.7882
Comb. 8	-0.0508	0.3576
Comb. 9	-0.0618	0.4513
Comb. 10	-0.0508	0.3576
Comb. 11	-0.0618	0.4513
Comb. 12	-0.0365	0.2356
Comb. 13	-0.0365	0.2356

APOYO 2		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	0.2593
Viva de Cub.	0.0000	0.5150
Granizo	0.0000	1.0300
Viento Comp.	-0.0731	0.4144
Viento Succion	0.0731	-0.4144
Comb. 1	-0.0440	0.3630
Comb. 2	-0.0669	0.5686
Comb. 3	-0.1002	0.8261
Comb. 4	-0.1742	1.3423
Comb. 5	-0.2740	2.1663
Comb. 6	-0.1742	1.3423
Comb. 7	-0.2740	2.1663
Comb. 8	-0.1420	0.9830
Comb. 9	-0.1732	1.2405
Comb. 10	-0.1420	0.9830
Comb. 11	-0.1732	1.2405
Comb. 12	-0.1014	0.6478
Comb. 13	-0.1014	0.6478

APOYO 3		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	0.2593
Viva de Cub.	0.0000	0.5150
Granizo	0.0000	1.0300
Viento Comp.	-0.0731	0.4144
Viento Succion	0.0731	-0.4144
Comb. 1	-0.0440	0.3630
Comb. 2	-0.0669	0.5686
Comb. 3	-0.1002	0.8261
Comb. 4	-0.1742	1.3423
Comb. 5	-0.2740	2.1663
Comb. 6	-0.1742	1.3423
Comb. 7	-0.2740	2.1663
Comb. 8	-0.1420	0.9830
Comb. 9	-0.1732	1.2405
Comb. 10	-0.1420	0.9830
Comb. 11	-0.1732	1.2405
Comb. 12	-0.1014	0.6478
Comb. 13	-0.1014	0.6478

APOYO 4		
Combinacion	Rx	Ry
Muerta	0.0000	0.0944
Viva de Cub.	0.0000	0.1874
Granizo	0.0000	0.3748
Viento Comp.	-0.0266	0.1507
Viento Succion	0.0266	-0.1507
Comb. 1	-0.0155	0.1321
Comb. 2	-0.0242	0.2069
Comb. 3	-0.0352	0.3006
Comb. 4	-0.0617	0.4884
Comb. 5	-0.0968	0.7882
Comb. 6	-0.0617	0.4884
Comb. 7	-0.0968	0.7882
Comb. 8	-0.0508	0.3576
Comb. 9	-0.0618	0.4513
Comb. 10	-0.0508	0.3576
Comb. 11	-0.0618	0.4513
Comb. 12	-0.0365	0.2356
Comb. 13	-0.0365	0.2356

Memorias de Cálculo

PROGRAMA DE DISENO Y CALCULO ESTRUCTURAL
ARQUIMET 2.0

Proyecto: _____ Fecha: _____

Ingeniero: _____ Firma: _____

FUERZAS INTERNAS - EJES LOCALES (Ton-m) *Elementos calculados con el programa de diseño Arquimet 2.0 de ACESCO*

APOYO 1				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	0.0055	0.0948	-2.4414E-10	-1.0742E-08
Viva de Cub.	0.0109	0.1884	0.0000	-1.1719E-08
Granizo	0.0218	0.3767	0.0000	-2.3438E-08
Viento Comp.	0.0000	0.1530	0.0000	-1.9531E-09
Viento Succion	0.0000	0.1530	0.0000	-1.9531E-09
Comb. 1	0.0077	0.1328	-3.4180E-10	-1.5039E-08
Comb. 2	0.0121	0.2080	-2.9297E-10	-1.8750E-08
Comb. 3	0.0175	0.3022	-2.9297E-10	-2.4609E-08
Comb. 4	0.0241	0.4917	-2.9297E-10	-3.2617E-08
Comb. 5	0.0415	0.7931	-2.9297E-10	-5.1367E-08
Comb. 6	0.0241	0.4917	-2.9297E-10	-3.2617E-08
Comb. 7	0.0415	0.7931	-2.9297E-10	-5.1367E-08
Comb. 8	0.0121	0.3610	-2.9297E-10	-2.0703E-08
Comb. 9	0.0175	0.4552	-2.9297E-10	-2.6562E-08
Comb. 10	0.0121	0.3610	-2.9297E-10	-2.0703E-08
Comb. 11	0.0175	0.4552	-2.9297E-10	-2.6562E-08
Comb. 12	0.0049	0.2384	-2.1973E-10	-1.1621E-08
Comb. 13	0.0049	0.2384	-2.1973E-10	-1.1621E-08

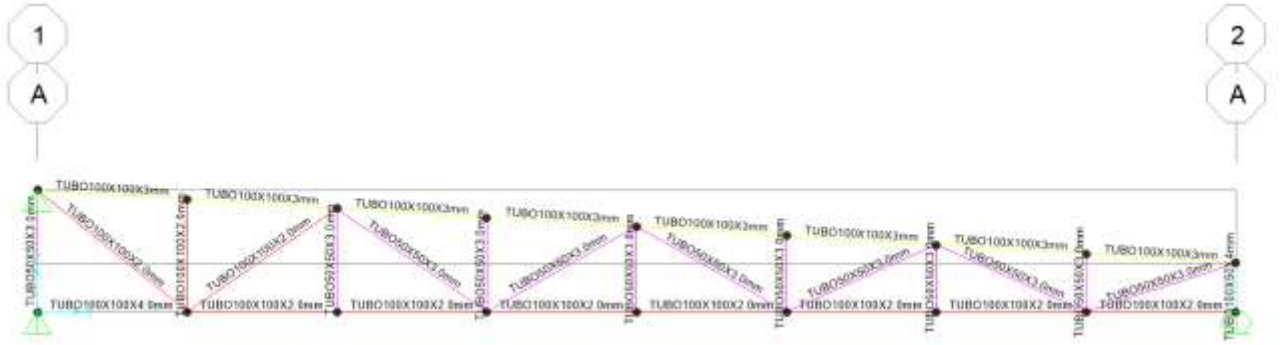
APOYO 2				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	0.0141	0.2608	0.0024	-0.1472
Viva de Cub.	0.0279	0.5180	0.0049	-0.2924
Granizo	0.0559	1.0360	0.0097	-0.5849
Viento Comp.	0.0000	0.4208	0.0000	-0.2376
Viento Succion	0.0000	0.4208	0.0000	-0.2376
Comb. 1	0.0197	0.3651	0.0034	-0.2061
Comb. 2	0.0308	0.5720	0.0054	-0.3229
Comb. 3	0.0448	0.8310	0.0078	-0.4691
Comb. 4	0.0616	1.3521	0.0107	-0.7633
Comb. 5	0.1063	2.1809	0.0185	-1.2312
Comb. 6	0.0616	1.3521	0.0107	-0.7633
Comb. 7	0.1063	2.1809	0.0185	-1.2312
Comb. 8	0.0308	0.9927	0.0054	-0.5605
Comb. 9	0.0448	1.2517	0.0078	-0.7067
Comb. 10	0.0308	0.9927	0.0054	-0.5605
Comb. 11	0.0448	1.2517	0.0078	-0.7067
Comb. 12	0.0127	0.6555	0.0022	-0.3701
Comb. 13	0.0127	0.6555	0.0022	-0.3701

APOYO 3				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	0.0141	0.2608	0.0024	-0.1472
Viva de Cub.	0.0279	0.5180	0.0049	-0.2924
Granizo	0.0559	1.0360	0.0097	-0.5849
Viento Comp.	0.0000	0.4208	0.0000	-0.2376
Viento Succion	0.0000	0.4208	0.0000	-0.2376
Comb. 1	0.0197	0.3651	0.0034	-0.2061
Comb. 2	0.0308	0.5720	0.0054	-0.3229
Comb. 3	0.0448	0.8310	0.0078	-0.4691
Comb. 4	0.0616	1.3521	0.0107	-0.7633
Comb. 5	0.1063	2.1809	0.0185	-1.2312
Comb. 6	0.0616	1.3521	0.0107	-0.7633
Comb. 7	0.1063	2.1809	0.0185	-1.2312
Comb. 8	0.0308	0.9627	0.0054	-0.5605
Comb. 9	0.0448	1.2517	0.0078	-0.7067
Comb. 10	0.0308	0.9627	0.0054	-0.5605
Comb. 11	0.0448	1.2517	0.0078	-0.7067
Comb. 12	0.0127	0.6555	0.0022	-0.3701
Comb. 13	0.0127	0.6555	0.0022	-0.3701

APOYO 4				
Combinacion	R2	R3	M2	M3
Muerta	0.0055	0.0948	-7.3242E-10	-4.6875E-08
Viva de Cub.	0.0109	0.1884	-4.6828E-10	-1.5625E-08
Granizo	0.0218	0.3767	-9.7656E-10	-3.1250E-08
Viento Comp.	0.0000	0.1530	0.0000	0.0000
Viento Succion	0.0000	0.1530	0.0000	0.0000
Comb. 1	0.0077	0.1328	-1.0254E-09	-6.5625E-08
Comb. 2	0.0121	0.2080	-1.1230E-09	-6.4063E-08
Comb. 3	0.0175	0.3022	-1.3672E-09	-7.1875E-08
Comb. 4	0.0241	0.4917	-1.6602E-09	-8.1250E-08
Comb. 5	0.0415	0.7931	-2.4414E-09	-1.0625E-07
Comb. 6	0.0241	0.4917	-1.6602E-09	-8.1250E-08
Comb. 7	0.0415	0.7931	-2.4414E-09	-1.0625E-07
Comb. 8	0.0121	0.3610	-1.1230E-09	-6.4063E-08
Comb. 9	0.0175	0.4552	-1.3672E-09	-7.1875E-08
Comb. 10	0.0121	0.3610	-1.1230E-09	-6.4063E-08
Comb. 11	0.0175	0.4552	-1.3672E-09	-7.1875E-08
Comb. 12	0.0049	0.2384	-6.5918E-10	-4.2187E-08
Comb. 13	0.0049	0.2384	-6.5918E-10	-4.2187E-08

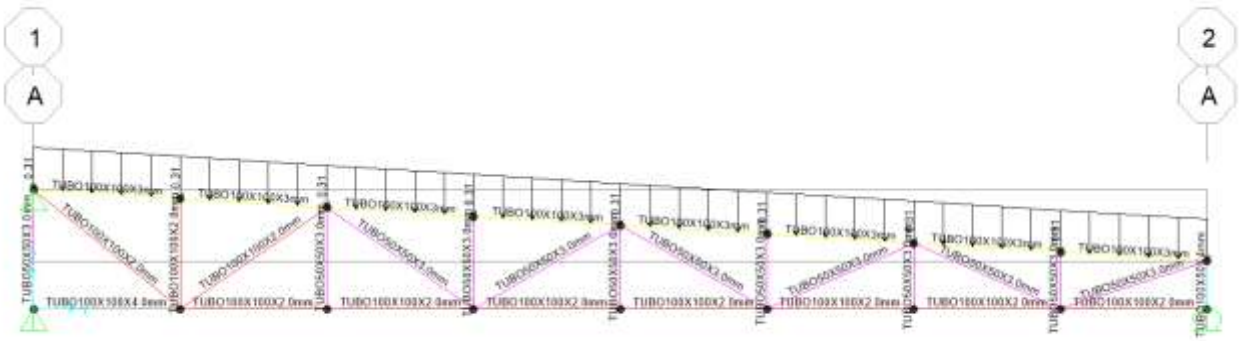
28.4. DISEÑO CERCHA

18.4.1. Secciones Cercha



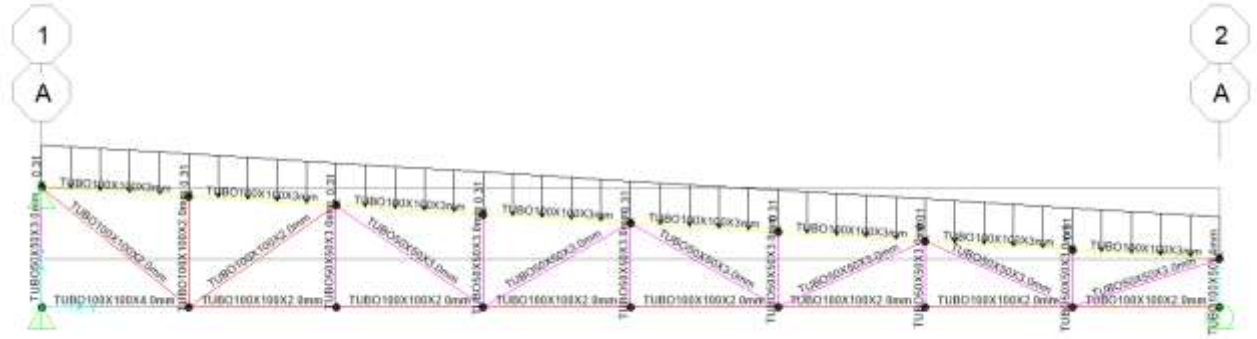
28.4.1. Carga Muerta

La carga muerta sobre la cercha se calcula del avaluó de cargas multiplicado por la aferencia la cual es 6.11 m.



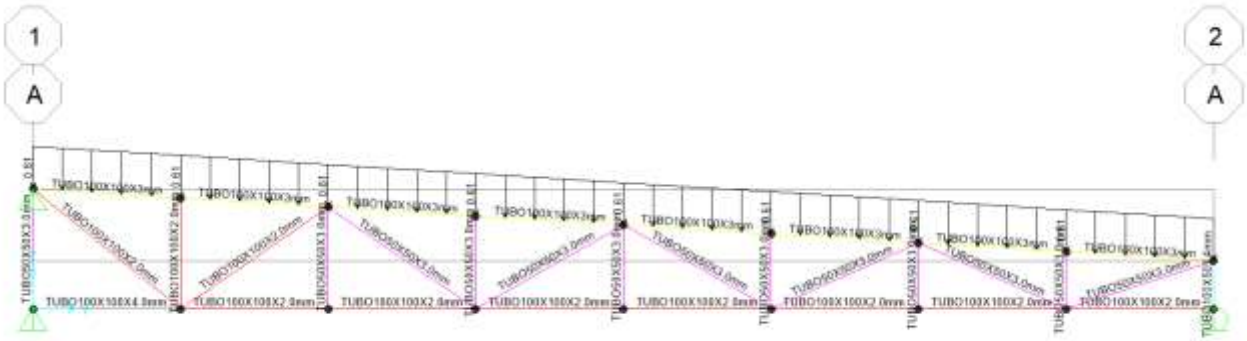
28.4.2. Carga Viva

La carga viva sobre la cercha se calcula del avaluó de cargas multiplicado por la aferencia la cual es 6.11 m.



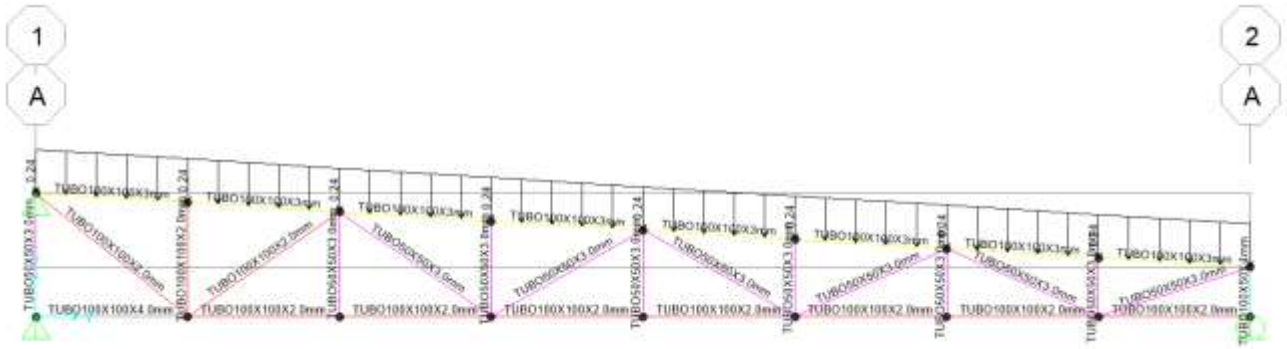
28.4.3. Carga Granizo

La carga de Granizo sobre la cercha se calcula del avaluó de cargas multiplicado por la aferencia la cual es 6.11 m.



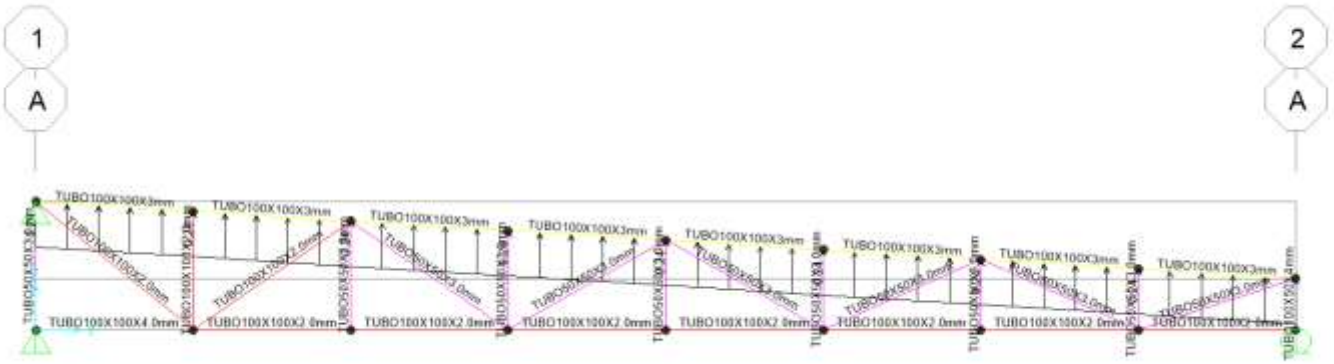
28.4.4. Carga Viento Compresión

La carga viento en compresión sobre la cercha se calcula del avaluó de cargas de viento multiplicado por la aferencia la cual es 6.11 m.



28.4.5. Carga Viento Succión

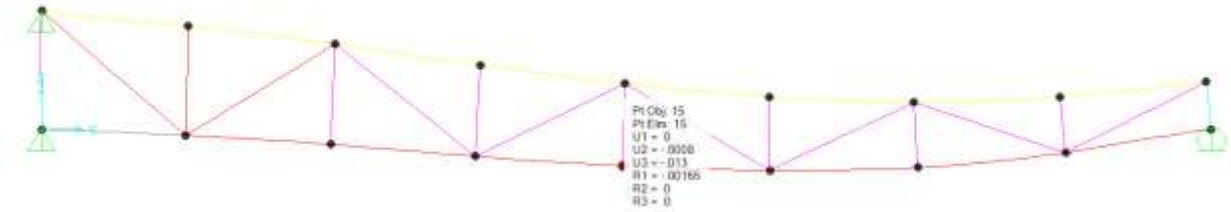
La carga viento en compresión sobre la cercha se calcula del avaluó de cargas de viento multiplicado por la aferencia la cual es 6.11 m.



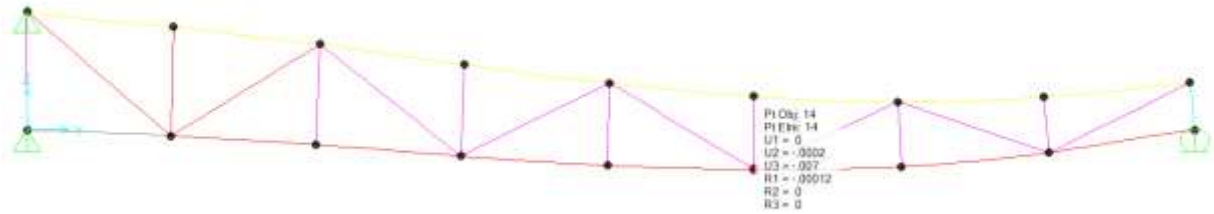
18.4.7. Diseño elementos



18.4.8. Deflexión máxima cargas de servicio



18.4.9. Deflexión máxima carga Viva



28.5. DISEÑO CONEXIÓN CERCHA

18.5.2. Conexión Cercha a Columna

CARGAS DE DISEÑO

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
4	COMB2A	Combination	0	0	6.9017	0	0	0

DATOS GENERALES

Conector

MIEMBROS

Columna

Tipo de columna	:	Miembro prismático
Sección	:	EN_TUBE 100x100x4
Material	:	A572 Gr50
Excentricidad longitudinal	:	0 cm

CONECTOR

Placa base

Tipo de conexión	:	No rigidizada
Posición respecto al apoyo	:	Centro
N: Dimensión longitudinal	:	35 cm
B: Dimensión transversal	:	25 cm
Espesor	:	1.27 cm
Material	:	A36
Soldadura de la columna	:	E70XX
D: Tamaño de soldadura a la columna (1/16 in)	:	5
Sobreescribir relación A2/A1	:	No
Incluir llave de corte	:	No

Soporte

Con pedestal	:	Si
Dimension longitudinal (del pedestal)	:	40 cm
Dimension transversal (del pedestal)	:	30 cm
Espesor	:	60.96 cm
Material	:	C 4-60
Incluir lechada	:	No

Ancla

Posición de las anclas	:	Posición longitudinal
Número de filas por lado	:	1
Número anclas por fila	:	3
Distancia longitudinal al borde de la placa	:	4 cm
Distancia transversal al borde de la placa	:	4 cm
Tipo de ancla	:	Con cabeza
Tipo de cabeza	:	Hexagonal
Incluir tuerca de seguridad	:	Si
Ancla	:	5/8"
Profundidad efectiva de embebido	:	25 cm
Longitud total	:	29.79 cm
Material	:	A36 (anchor)
Fy	:	2.53 T/cm2
Fu	:	4.08 T/cm2
Concreto agrietado	:	No
Acero frágil	:	No
Anclas soldadas a la placa	:	No

Refuerzo para ancla

Tipo de refuerzo	:	Primaria

Refuerzo para tensión	:	No
Refuerzo para corte	:	No

SOLICITACIONES

Descripción	Pu [Ton]	Mu22 [Ton*m]	Mu33 [Ton*m]	Vu2 [Ton]	Vu3 [Ton]	Tipo de carga
DL	-6.90	0.00	0.00	0.00	0.00	Design

Diseño en el eje mayor
Placa base (AISC 360-10 LRFD)

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions References	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.
Placa base					
Distancia del ancla al borde	[cm]	3.21	0.64	--	✔
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	5	2	--	✔

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification References	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio
Pedestal					
Aplastamiento por axial DG1 3.1.1;	[kg/m2]	1775744.00	78857.14	DL	0.04
Placa base					
Flexión en fluencia (interfaz de aplastamiento) DG1 Sec 3.1.2	[Ton*m/m]	0.92	0.64	DL	0.70
Flexión en fluencia (interfaz de tensión) DG1 Eq. 3.3.13	[Ton*m/m]	0.92	0.00	DL	0.00
Columna					
Resistencia de la soldadura p. 8-9, Sec. J2.5, Sec. J2.4	[Ton/m]	186.45	0.00	DL	0.00
Resistencia de la soldadura a corte método elástico p. 8-9, Sec. J2.5, Sec. J2.4	[Ton/m]	124.30	0.00	DL	0.00
Resistencia de la soldadura a axial método elástico p. 8-9, Sec. J2.5, Sec. J2.4	[Ton/m]	186.45	0.00	DL	0.00
Relación	**0.70**				

Eje mayor
Anclas

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions References	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.
Anclas					
Espaciamiento entre anclas Sec. D.8.1	[cm]	13.50	6.35	--	✔
Recubrimiento de concreto Sec. 7.7.1	[cm]	5.71	5.08	--	✔
Longitud efectiva	[cm]	26.03	--	59.93	✔

VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification References	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio
Tensión en anclas Eq. D-3	[Ton]	4.46	0.00	DL	0.00
Arrancamiento de ancla en tensión Eq. D-4, Sec. D.4.1.1	[Ton]	3.18	0.00	DL	0.00
Extracción por deslizamiento de ancla en tensión Sec. D.4.1.1	[Ton]	6.46	0.00	DL	0.00
Desprendimiento lateral de ancla en tensión Sec. D.5.4.1, Sec. D.4.1.1	[Ton]	2.77	0.00	DL	0.00
Corte en el ancla Eq. D-20, DG1 Sec 3.5.1	[Ton]	2.92	0.00	DL	0.00
Arrancamiento de ancla a corte Sec. D.4.1.1	[Ton]	2.49	0.00	DL	0.00
Desprendimiento de ancla a corte Eq. D-4, Sec. D.4.1.1	[Ton]	6.37	0.00	DL	0.00
Relación	**0.00**				

Eje menor
Anclas

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

Dimensions References	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.
Anclas					
Espaciamiento entre anclas Sec. D.8.1	[cm]	13.50	6.35	--	✔
Recubrimiento de concreto Sec. 7.7.1	[cm]	5.71	5.08	--	✔

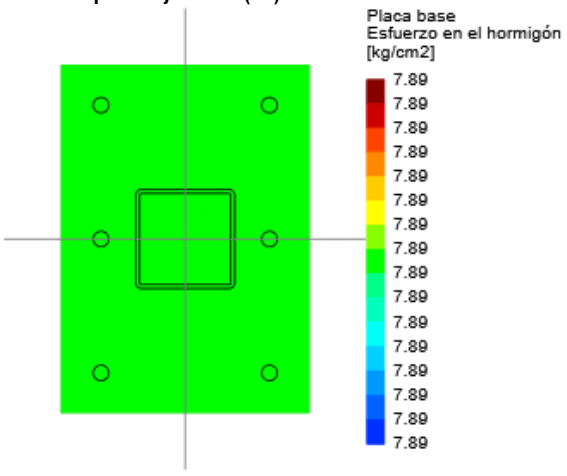
Longitud efectiva	[cm]	26.03	--	59.93 ✔

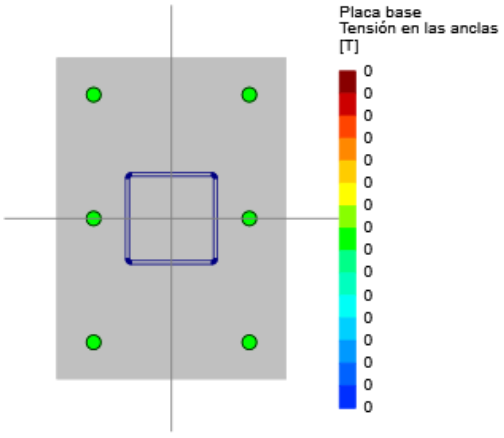
VERIFICACIÓN DE DISEÑO

Verification References	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio
Tensión en anclas DG1 3.1.1	[Ton]	4.46	0.00	DL	0.00
Arrancamiento de ancla en tensión Eq. D-4, Sec. D.4.1.1	[Ton]	3.18	0.00	DL	0.00
Extracción por deslizamiento de ancla en tensión Sec. D.4.1.1	[Ton]	6.46	0.00	DL	0.00
Desprendimiento lateral de ancla en tensión Sec. D.5.4.1, Sec. D.4.1.1	[Ton]	2.77	0.00	DL	0.00
Corte en el ancla Eq. D-20, DG1 Sec 3.5.1	[Ton]	2.92	0.00	DL	0.00
Arrancamiento de ancla a corte Sec. D.4.1.1	[Ton]	0.72	0.00	DL	0.00
Desprendimiento de ancla a corte Eq. D-4, Sec. D.4.1.1	[Ton]	6.37	0.00	DL	0.00
Relación	**0.00**				

Relación de resistencia crítica global **0.70**

Eje mayor
Máximas compresión y tensión (DL)





Máximo esfuerzo en el concreto	7.89	[kg/cm2]
Mínimo esfuerzo en el concreto	7.89	[kg/cm2]

Máxima tensión en las anclas	0.00	[Ton]
Mínima tensión en las anclas	0.00	[Ton]
Ángulo del eje neutro	0.00	
Longitud de aplastamiento	1E32	[cm]

Tensiones en anclas

Ancla	Transversal [cm]	Longitudinal [cm]	Corte [Ton]	Tensión [Ton]
1	-8.50	-13.50	0.00	0.00
2	-8.50	0.00	0.00	0.00
3	-8.50	13.50	0.00	0.00
4	8.50	13.50	0.00	0.00
5	8.50	0.00	0.00	0.00
6	8.50	-13.50	0.00	0.00

29. REQUISITOS DE PROTECCION CONTRA INCENDIOS PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES TITULO J NSR-10

PISO	MODULO	AREA DE PISOS	USO	AREA TOTAL CONSTRUIDA
SOTANO 2	GIMNASIO Y ZONA DE CONFORT	331.21	L -1	331.21
TOTAL CONSTRUIDO				331.21

Clasificacion J.3.3 I, II, III. Tabla J.3.3.1 Tabla J.3.3.2	Resistencia al fuego en horas Tabla J.3.4.3 NSR-10 Tabla J.3.4.4 NSR-10	Elementos de concreto J.3.5.2 NSR-10 / J.3.5.2.1 COLUMNAS / (b) 250 mm DMO (2 horas) / (d) Recubrimiento C.7.7.4 40 mm (3 horas)	J.3.5.2.2 Muros estructurales	J.3.5.2.3 Losas macizas y viguetas de concreto estrutural
			a) muros ancho 150 mm (3 Horas) b) muros ancho 100 mm (2 Horas) c) muros ancho 80 mm (1 hora) d) recubrimiento C.7.7.1	a) losas maciza / vigueta > 150 mm 3 horas b) losas maciza / vigueta > 125 mm 2 horas c) losas maciza / vigueta > 80 mm 1 hora d) recubrimiento C.7.7.1
II	1	Recubrimiento 40 mm	300.00	100mm + 100 mm acabados

30. DISEÑO ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Para el diseño de elementos estructurales se realizarán tres tipos de diseños: Antepecho piso, Muro piso, Parapetos cubierta. El calculo de los muros no estructurales se calculan de acuerdo a el capitulo A.9 de la NSR-10.

Se calcula la aceleración de piso de la siguiente manera:

$$a_x = A_a + \frac{(S_a - A_a)h_x}{h_{eq}} \qquad h_x \le h_{eq}$$

$$a_x = S_a \frac{h_x}{h_{eq}} \qquad h_x \ge h_{eq} \qquad \text{(A.9.4-2)}$$

h_{eq} puede estimarse simplificadamente como $0.75h_n$.

Luego de obtener la aceleración de piso procedemos a calcular la fuerza sísmica de diseño con la siguiente formula: $F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p \ge \frac{A_a I}{2} g M_p$ (A.9.4-1)

Luego con esta fuerza sísmica sobre el elemento se procede a calcular el momento para determinar el refuerzo que tendrá:

Muros apoyados arriba y abajo: $WL^2/x,$ $x = 8$

Muros voladizos $WL^2/x,$ $x = 2$

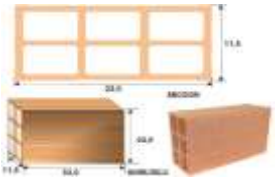
SUELO TIPO	D	PARAMETROS SISMICOS GENERALES
SOGAMOSO		
Aa	0.25	Coeficiente Aceleración horizontal pico efectiva
Av	0.25	Coeficiente Velocidad horizontal pico efectiva
Fa	1.30	Amplificación que afecta la aceleración en periodos cortos
Fv	1.90	Amplificación que afecta la aceleración en periodos intermedios
To [s]	0.15	Periodo de inicio de aceleraciones constantes
Tc [s]	0.70	Periodo corto
TL [s]	4.56	Periodo largo

ESTRUCTURA	GIMNASIO Y ZONA DE CONFORTO	
Numero de Pisos		1
Altura Total		3.9
Grupo de uso	III	Clasificación de la estructura
I	1.25	Coeficiente de importancia
Grado de desempeño	Superios	Grado de desempeño requerido para los elementos No estructurales
Tx [s]	0.344	Periodo obtenido del análisis en X
Ty [s]	0.277	Periodo obtenido del análisis en Y
Sa [g]	1.0156	Valor espectral de aceleración de diseño
Masa de edificio		80.18
Cortante en la base Vx		65.19
Cortante en la Base Vy		65.19

PROYECTO: GIMNASIO Y ZONA DE CONFORT
ESTRUCTURA: GIMNASIO Y ZONA DE CONFORTO
ELEMENTO: MURO PISO 1

ELEMENTO - UBICACIÓN - GEOMETRIA

Ubicación del elemento :	Piso 1		
Tipo de elemento :	Mamp. Reforzada o confinada, separada lateralmente, apoyada arriba y abajo		
ap =	1.00		
Grupo de uso :	III	**I =**	1.25
Grado de desempeño :	Superior	**Aa =**	0.25
Anclaje mínimo requerido:	No Dúctiles		
Anclaje de diseño:	No Dúctiles		
Rp =	1.50		
h máximo [m]=	3.90		
L muro [m]=	1.00		
E muro [m]=	0.09		
d [m]=	0.05		
b ancho columneta [m]=	0.12		
Peso específico [Ton/m³]=	1.40		
f'cr [MPa]=	12.5		
fy [MPa]=	420		
W muro [Ton/m²]=	0.126		



DISEÑO ELEMENTOS A.9

DISEÑO A FLEXION

ax i [Ton]=	0.156	
Fi max [Ton/m]=	0.020	
Fimax.Ap/Rp [Ton/m]=	0.013	
Momento máximo Mu [Ton.m/m]=	0.025	WL^2/x, x = 8
cuantia requerida =	0.0029	
As [mm²]=	16	
Refuerzo minimo Mamp. Parcialmente Reforzada [mm²] =	30	
Ref. Vertical	1#3c/ 2.41m	
Ref. Horizontal	2 Grafiles 4.0mm c/0.60m	

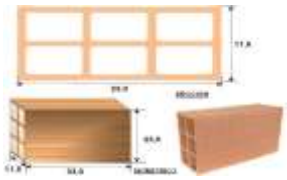
DISEÑO A CORTANTE

Cortante actuante [Ton/m]=	0.026	
Cortante en el conector Vu [Ton]=	0.062	
Mayoracion según A.9.4.10 =	1.33	
Cortante de diseño [Ton]=	0.082	
Conector	#3	
Cortante resistente [Ton]=	1.80	**OK**

PROYECTO: GIMNASIO Y ZONA DE CONFORT
ESTRUCTURA: GIMNASIO Y ZONA DE CONFORTO
ELEMENTO: ANTEPECHO PISO 1

ELEMENTO - UBICACIÓN - GEOMETRIA

Ubicación del elemento :	ANTEPECHO PISO 1		
Tipo de elemento :	Mamp. Reforzada o confinada separada lateralmente, apoyada solo abajo		
ap =	2.50		
Grupo de uso :	III	I =	1.25
Grado de desempeño :	Superior	Aa =	0.25
Anclaje mínimo requerido:	No Dúctiles		
Anclaje de diseño:	No Dúctiles		
Rp =	1.50		
h máximo [m]=	1.00		
L muro [m]=	1.00		
E muro [m]=	0.09		
d [m]=	0.05		
b ancho columneta [m]=	0.12		
Peso específico [Ton/m³]=	1.40		
f'cr [MPa]=	12.5		
fy [MPa]=	420		
W muro [Ton/m²]=	0.126		



DISEÑO NO ESTRUCTURALES A.9

DISEÑO A FLEXION

ax i [Ton]=	0.156	
Fi max [Ton/m]=	0.020	
Fimax.Ap/Rp [Ton/m]=	0.033	
Momento máximo Mu [Ton.m/m]=	0.016	WL^2/x, x = 2
cuantia requerida =	0.0015	
As [mm²]=	9	
Refuerzo minimo Mamp. Parcialmente Reforzada [mm²] =	30	
Ref. Vertical	1#3c/ 2.41m	
Ref. Horizontal	2 Grafiles 4.0mm c/0.60m	

DISEÑO A CORTANTE

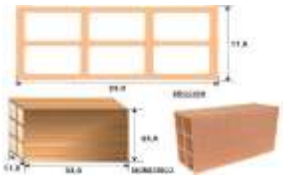
Cortante actuante [Ton/m]=	0.016	
Cortante en el conector Vu [Ton]=	0.040	
Mayoracion según A.9.4.10 =	1.33	
Cortante de diseño [Ton]=	0.053	
Conector	#3	
Cortante resistente [Ton]=	1.80	**OK**

PROYECTO: GIMNASIO Y ZONA DE CONFORT
ESTRUCTURA: GIMNASIO Y ZONA DE CONFORTO
ELEMENTO: PARAPETO DE FACHADA - CUBIERTA

ELEMENTO - UBICACIÓN - GEOMETRIA

Ubicación del elemento : Fachada en cubierta
Tipo de elemento : Elementos en voladizo vertical

ap =	2.50		
Grupo de uso :	III	I =	1.25
Grado de desempeño :	Superior	Aa =	0.25
Anclaje mínimo requerido:	No Dúctiles		
Anclaje de diseño:	No Dúctiles		
Rp =	1.50		
h máximo [m]=	1.90		
L muro [m]=	1.00		
E muro [m]=	0.15		
d [m]=	0.11		
b ancho columneta [m]=	0.12		
Peso específico [Ton/m³]=	1.40		
f'cr [MPa]=	12.5		
fy [MPa]=	420		
W muro [Ton/m²]=	0.210		



DISEÑO NO ESTRUCTURALES A.9

DISEÑO FLEXION

ax i [Ton]=	0.813	
Fi max [Ton/m]=	0.171	
Fimax.Ap/Rp [Ton/m]=	0.285	
Momento máximo Mu [Ton.m/m]=	0.514	WL^2/x, x = 2
cuantia requerida =	0.0124	
As [mm²]=	164	
Refuerzo minimo Mamp. Parcialmente Reforzada [mm²] =	30	
Ref. Vertical	2#4c/ 0.77m	
Ref. Horizontal	2 Grafiles 4.0mm c/0.60m	

DISEÑO CORTANTE

Cortante actuante [Ton/m]=	0.270	
Cortante en el conector Vu [Ton]=	0.209	
Mayoracion según A.9.4.10 =	1.33	
Cortante de diseño [Ton]=	0.278	
Conector	#4	
Cortante resistente [Ton]=	3.19	**OK**

31. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El diseño estructural se baso en todo lo estipulado en la NSR-10 en especial a lo concerniente en edificaciones ubicadas en amenaza sísmica ALTA.

- El diseño se efectuó siguiendo los lineamientos del capitulo C.21 NSR-10 para sistemas estructurales de pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía DES.

- Cualquier cambio en arquitectura implicará una modificación en el cambio estructural, lo cual deberá ser informado a esta compañía antes de efectuar dicho cambio, para evaluar las afectaciones estructurales que tendrá dicho ajuste.

- Se recomienda una vez se inicien las labores de excavaciones, que el ingeniero Geotecnista realice una visita para confirmar el estrato portante descrito en el estudio de suelos.

- Cuando se vayan a iniciar las labores constructivas recomendamos hacer una reunión preliminar para explicar los diseños estructurales a obra, lo cual ayudara a entender el proyecto y no tener retrasos.

- La obra deberá ser efectuada por profesionales los cuales deben garantizar la estabilidad de la obra.

- Durante la obra deberá realizarse ensayos a los materiales utilizados (Concreto, Acero, mampostería etc.) siguiendo todos los requisitos estipulados en la NSR-10.}

- Los diseños realizados tendrán vigencia mientras siga rigiendo el mismo reglamento NSR-10 cualquier modificación del reglamento posterior a la fecha de la entrega de los diseños podrá afectar el diseño del proyecto.

- Los planos estructurales que contengan cimentaciones deberán ser firmados y aprobados por el ingeniero Geotecnista, de lo contrario no serán válidos.

- Los diseños de elementos no estructurales incluyen únicamente los diseños de muros, antepechos, dinteles y parapetos de cubierta realizados en mampostería o concreto.