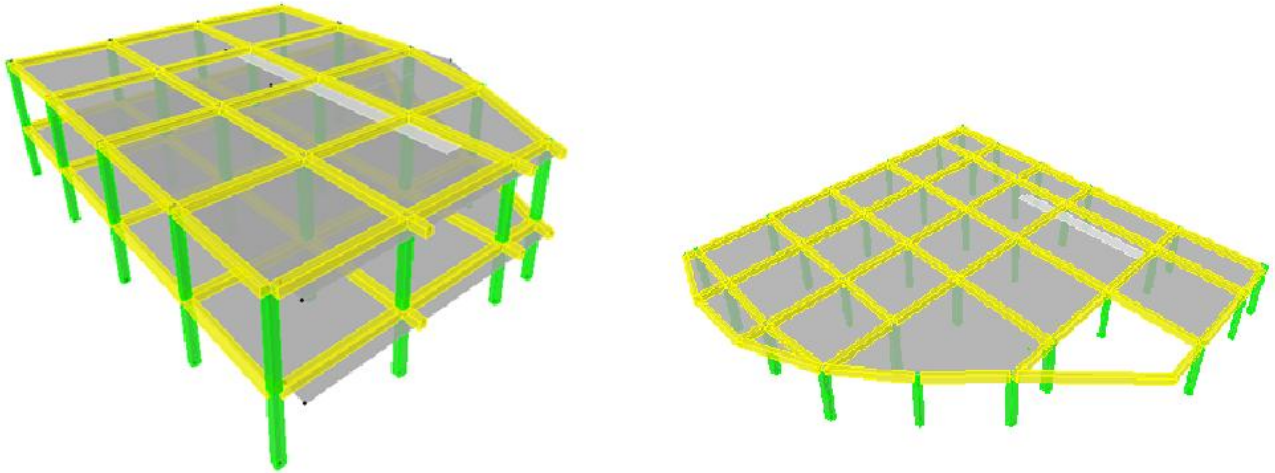


MEMORIAS DE CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL HOSPITAL CALLE 80



**CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL
HOSPITAL CALLE 80 DE BOGOTA D.C. – DEPARTAMENTO DE
CUNDINAMARCA**

**PROYECTO:
HOSPITAL CALLE 80**

**ING. CALCULISTA:
RODOLFO FELIZZOLA C
MP. 2520232573 CND**

**BOGOTÁ D.C.
FEBRERO DE 2020**

TABLA DE CONTENIDO

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	11
1.1 NOMBRE DEL PROYECTO.	11
1.2 LOCALIZACIÓN.	11
1.3 DESCRIPCIÓN GENERAL.....	11
1.3.1 ALCANCE.	11
2. SISTEMA ESTRUCTURAL. (A.3.2.1.3)	11
2.1 METODO DE DISEÑO.....	12
2.2 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.	12
2.3 FACTORES DE REDUCCION DE RESITENCIA Y PARAMETROS DE DISEÑO	13
2.3 NOMENCLATURA Y UNIDADES UTILIZADAS	13
2.4 NORMAS.....	15
3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	15
3.1 VIGAS.....	15
3.1.1 VIGAS Y LOSAS DE ENTREPISO.....	15
3.2 COLUMNAS.....	16
3.3 CIMENTACIÓN.....	17
4. SOLICITACIONES Y EVALUACIÓN DE CARGAS (B.3 NSR-10).	17
4.1 CARGAS MUERTAS PESO PROPIO Y SOBREIMPUESTAS (P.P- WD).	19
4.2 CARGAS VIVAS (WL).....	19

4.2.1 CARGAS VIVAS EN LA CUBIERTA.	20
4.2.2 CARGAS AMBIENTALES.	20
4.3. COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO (B-6 NSR-10).....	20
4.3.1 COMBINACIONES DE CARGA PARA CHEQUEO DE DERIVAS.	21
4.3.2 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE CIMENTACIÓN.	21
4.3.3 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE CORTANTE DE VIGAS..	21
4.3.4 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE CORTANTE DE COLUMNAS.	22
5. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA SOFTWARE ETABS 17 ...	22
6. MOVIMIENTOS SISMICOS DE DISEÑO	25
6.1 PARAMETROS SISMICOS.....	25
6.1.2 COEFICIENTES SISMICOS PARA DISEÑO – BOGOTA D.C. CUNDINAMARCA.....	25
6.2 CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE LA ESTRUCTURA.	25
6.3 ZONA DE AMENAZA SISMICA (NSR 10 - Tabla A.2.3.2).	25
6.4 DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DEL SUELO.....	25
6.5. GRUPO DE USO (NSR-10 A.2.5.1)	26
6.6 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA “I” (NSR-10 -Tabla A.2.5)	26
6.7 ESPECTRO DE DISEÑO (NSR-10 -Tabla A.2.6)	26
6.7.1 ESPECTRO DE ACELERACIONES	26
6.7.2 VALORES T y Sa, PARA GRAFICAR EL ESPECTRO	27

6.7.3 GRAFICO DEL ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES PARA DISEÑO	27
6.7.4 GRAFICO DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES HORIZONTALES ELÁSTICO DEL UMBRAL DE DAÑO	28
EDIFICIO 1 (DOS PISOS)	29
7. COEFICIENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGIA "R", DE SOBRERESISTENCIA " Ω_o " Y PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO 1	29
7.1. OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGIA "R" Y DE SOBRERESISTENCIA " Ω_o "	29
7.2 OBTENCIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA "Td" (A.4.2 NSR-10).....	29
8. ANÁLISIS DINÁMICO DEL EDIFICIO 1 CAPITULO A5 NSR-10.	30
8.1 CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ DEL EDIFICIO 1 (kN/m)	30
8.2 OBTENCIÓN DEL NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN DEL EDIFICIO 1	30
8.3 VERIFICACION PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO 1	32
8.4 CORTANTE BASAL PARA EL EDIFICIO 1	33
8.5 CORTANTE DINAMICO SIN CORREGIR PARA EL EDIFICIO 1	35
8.6 CORTANTE DINAMICO CORREGIDO PARA EL EDIFICIO 1	36
9. DETERMINACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, CHEQUEO DE LA DERIVA MÁXIMA DEL EDIFICIO 1 (A.6.4. NSR-10)	36
10. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ALTURA DEL EDIFICIO 1.41	
10.1 PLANTA NOMENCLATURA DE LOS NODOS DE LA ESTRUCTURA PARA EL EDIFICIO 1 N+0.00m. ETABS 9.7.4.....	41

10.1.1 PLANTA ESTRUCTURAL SEGUNDO PISO-EDIFICIO 1 NE+3.50m.....	42
10.1.2 PLANTA ESTRUCTURAL CUBIERTA-EDIFICIO 1 NE+7.70m.	43
10.1.4 ALZADO ESTRUCTURAL EJE HN-EDIFICIO 1.	43
10.1.5 ALZADO ESTRUCTURAL EJE G-EDIFICIO 1.	44
10.1.6 ALZADO ESTRUCTURAL EJE F-EDIFICIO 1.....	44
10.1.7 ALZADO ESTRUCTURAL EJE E-EDIFICIO 1.....	45
10.1.8 ALZADO ESTRUCTURAL EJE GN-EDIFICIO 1.....	45
10.2 MEZCLA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ALTURA DEL EDIFICIO 1	46
10.2.1 COEFICIENTES PARA IRREGULARIDAD EN PLANTA Φ_p (NSR-10 A.3.6)	46
10.3 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN PLANTA DEL EDIFICIO 1.....	47
10.3.1 DESPLAZAMIENTOS $\Delta 1$ Y $\Delta 2$ DEL DIAFRAGMA RIGIDO DE LA EDIFICACIÓN IRREGULARIDAD TORSIONAL, Y TORSIONAL EXTREMA TIPO 1ap Y 1bp.....	47
10.3.2 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN PLANTA – TIPO 2p RETROCESOS EN LAS ESQUINAS	51
10.3.3 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 3P - DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA.....	52
10.3.4 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 4P - DISCONTINUIDAD DE LOS PLANOS DE ACCIÓN	53
10.3.5 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 5P - SISTEMAS NO PARALELOS.....	53
10.4 IRREGULARIDAD EN ALTURA (NSR-10 A.3.7)	53
10.4.1 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 1aA y 1bA- PISO FLEXIBLE.....	54

10.4.2 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 2A - IRREGULARIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN DE LAS MASAS	55
10.4.3 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 3A - GEOMETRIA.....	56
10.4.4 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 4A – DESPLAZAMIENTOS DENTRO DEL PLANO DE ACCIÓN	56
10.4.5 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 5aA Y 5bA – PISO DEBIL Y PISO DEBIL EXTREMO.....	57
10.5 CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL POR PISO	58
11. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS Fs.	58
11.1 REDUCCIÓN DEL VALOR DE “R” PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA (A.3.3.3 NSR-10)	58
12. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO DEL EDIFICIO 1	59
12.1.1 DISEÑO DE VIGAS EN CONCRETO SEGUNDO NIVEL-EDIFICIO 1 NE+3.50m.....	59
12.1.2 DISEÑO DE VIGAS EN CONCRETO CUBIERTA -EDIFICIO 1 NE+7.70m. ...	59
12.1.4 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE HN-EDIFICIO 1	60
12.1.5 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE G-EDIFICIO 1	60
12.1.6 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE G-EDIFICIO 1	61
12.1.7 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE E-EDIFICIO 1	61
12.1.8 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE GN-EDIFICIO 1	62
12.1.15 DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO TRIDIMENSIONALES – EDIFICIO 1	62

13. DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO EN DC-CAD DE EDIFICIO 1	63
13.1 DISEÑO DE VIGAS EDIFICIO 1	63
13.3 DISEÑO DE COLUMNAS EDIFICIO 1	67
14. DISEÑO DE PLACA ALIGERADA DEL EDIFICIO 1	73
14.1 DISEÑO DE VIGUETAS.....	73
14.1.1 DISEÑO DE VIGUETAS DEL EDIFICIO 1	73
14.2 DISEÑO DE MALLA ELECTROSOLDADA PARA PLACA ALIGERADA DEL EDIFICIO 1	80
15. DISEÑO DE MALLA ELECTROSOLDADA PARA PLACA DE CONTRAPISO DEL EDIFICIO 1	81
16. DISEÑO DE MUROS NO ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO 1	82
17. DISEÑO DE PILOTES DEL EDIFICIO 1	88
EDIFICIO 2 (UN PISO)	128
18. COEFICIENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGIA “R”, DE SOBRERESISTENCIA “ Ω_0 ” Y PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO 2.....	128
18.1. OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGIA “R” Y DE SOBRERESISTENCIA “ Ω_0 ”	128
18.2 OBTENCIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA “ T_d ” (A.4.2 NSR-10).....	128
19. ANALISIS DINAMICO DEL EDIFICIO 2 CAPITULO A5 NSR-10.	129
19.1 CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ DEL EDIFICIO 2 (kN/m).....	129
19.2 OBTENCIÓN DEL NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN DEL EDIFICIO 2..	129

19.3 VERIFICACION PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO 2.....	131
19.4 CORTANTE BASAL PARA EL EDIFICIO 2.....	131
19.5 CORTANTE DINÁMICO PARA EL EDIFICIO 2	132
20. DETERMINACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, CHEQUEO DE LA DERIVA MÁXIMA DEL EDIFICIO 2 (A.6.4. NSR-10)	133
21. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ALTURA DEL EDIFICIO 2.142	
21.1 PLANTA NOMENCLATURA DE LOS NODOS DE LA ESTRUCTURA N+0.00m. ETABS 9.7.4.....	142
21.1.3 PLANTA ESTRUCTURAL CUBIERTA-EDIFICIO 2 NE+3.50m.	143
21.1.9 ALZADO ESTRUCTURAL EJE GN-EDIFICIO 2.....	143
21.1.10 ALZADO ESTRUCTURAL EJE EN-EDIFICIO 2.....	144
21.1.11 ALZADO ESTRUCTURAL EJE DN-EDIFICIO 2.	144
21.1.11 ALZADO ESTRUCTURAL EJE CN-EDIFICIO 2.....	144
21.1.12 ALZADO ESTRUCTURAL EJE BN-EDIFICIO 2.....	145
21.1.13 ALZADO ESTRUCTURAL EJE AN-EDIFICIO 2.	145
21.2 MEZCLA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ALTURA DEL EDIFICIO 2	145
21.2.1 COEFICIENTES PARA IRREGULARIDAD EN PLANTA Φ_p (NSR-10 A.3.6)	145
21.3 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN PLANTA.....	147
21.3.1 DESPLAZAMIENTOS Δ_1 Y Δ_2 DEL DIAFRAGMA RIGIDO DE LA EDIFICACIÓN IRREGULARIDAD TORSIONAL, Y TORSIONAL EXTREMA TIPO 1ap Y 1bp.....	147

21.3.2 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN PLANTA – TIPO 2p RETROCESOS EN LAS ESQUINAS	150
21.3.3 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 3P - DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA.....	150
21.3.4 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 4P - DISCONTINUIDAD DE LOS PLANOS DE ACCIÓN	151
21.3.5 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 5P - SISTEMAS NO PARALELOS.....	151
21.4 IRREGULARIDAD EN ALTURA (NSR-10 A.3.7)	152
21.4.1 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 1aA y 1bA- PISO FLEXIBLE.....	153
21.4.2 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 2A - IRREGULARIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN DE LAS MASAS	153
21.4.3 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 3A - GEOMETRIA.....	154
21.4.4 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 4A – DESPLAZAMIENTOS DENTRO DEL PLANO DE ACCIÓN	154
21.4.5 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 5aA Y 5bA – PISO DEBIL Y PISO DEBIL EXTREMO.....	155
21.5 CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL POR PISO	156
22. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS F_s PARA EL EDIFICIO 2... 156	
11.1 REDUCCIÓN DEL VALOR DE “R” PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA (A.3.3.3 NSR-10)	156
23. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO DEL EDIFICIO 2.	157
23.1.3 DISEÑO DE VIGAS EN CONCRETO CUBIERTA - EDIFICIO 2 NE+3.50m. .	157
23.1.9 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE FN-EDIFICIO 2.....	157

23.1.10 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE EN-EDIFICIO 2.....	158
23.1.11 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE DN-EDIFICIO 2.....	158
23.1.12 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE CN-EDIFICIO 2.....	158
23.1.13 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE BN-EDIFICIO 2.....	159
23.1.14 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE AN-EDIFICIO 2.....	159
23.1.16 DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO TRIDIMENSIONALES – EDIFICIO 2.....	160
24. DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO EN DC-CAD DEL EDIFICIO 2	160
24.1 DISEÑO DE VIGAS EDIFICIO 2	160
24.4 DISEÑO DE COLUMNAS EDIFICIO 2	163
25. DISEÑO DE PLACA ALIGERADA DEL EDIFICIO 2	170
25.1 DISEÑO DE VIGUETAS.....	170
25.1.1 DISEÑO DE VIGUETAS DEL EDIFICIO 2.....	170
25.2 DISEÑO DE MALLA ELECTROSOLDADA PARA PLACA ALIGERADA.....	175
26. DISEÑO DE MALLA ELECTROSOLDADA PARA PLACA DE CONTRAPISO DEL EDIFICIO 2.....	176
27. DISEÑO DE MUROS NO ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO 2.....	177
28. DISEÑO DE PILOTES PARA EL EDIFICIO 2	181
29. DOCUMENTOS DEL DISEÑADOR.....	230

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 NOMBRE DEL PROYECTO.

El presente documento contiene las memorias de cálculo y diseño para la construcción de dos (2) edificaciones indispensables (A.2.5.1.4 NSR-10), desarrollada en dos (2) niveles (EDIFICIO 1) y en un (1) nivel (EDIFICIO 2), para el proyecto HOSPITAL ENGATIVÁ, ubicado en la ciudad de Bogotá D.C, Departamento de Cundinamarca.

1.2 LOCALIZACIÓN.

La unidad de servicios de salud se encuentra ubicada en la transversal 100 A No. 80 A - 50 localidad Engativá, en la ciudad de Bogotá D.C, en el departamento de Cundinamarca.

1.3 DESCRIPCIÓN GENERAL.

Se proyecta la construcción de aproximadamente 1251.09m² para el edificio 1, distribuidos en dos (2) pisos y 848.49m², distribuidos en un (1) piso; de uso indispensable. Edificaciones proyectada en pórticos de concreto, losas de entrepiso y cubierta en placa de concreto. La cimentación es profunda constituida por pilotes. La placa de contrapiso será maciza con un espesor mínimo de diez centímetros (0.10m). Las cargas usadas son las prescritas en el Título B del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

1.3.1 ALCANCE.

El alcance estructural del proyecto cubre un área total aproximada de dos mil ciento un metros cuadrados y cuarenta y ocho centímetros cuadrados (2101.48m²), distribuidos en dos (2) edificios, para complementar las áreas de construcción del HOSPITAL ENGATIVÁ, en la ciudad de Bogotá D.C, Cundinamarca.

2. SISTEMA ESTRUCTURAL. (A.3.2.1.3)

El sistema estructural utilizado es el de pórticos tridimensionales de concreto armado resistentes a momento, los cuales deben ser capaces de resistir cargas verticales y horizontales (Sísmicas) con nodos resistentes a esfuerzos de cortante y momento. Los entrepisos y la cubierta se construirán con placas aligeradas armadas en dos direcciones, y apoyadas sobre vigas de carga cuyo uso está definido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Título C.

Software de diseño

El software de diseño, ETABS 9.7.4 emplea procedimientos matemáticos con los cuales se obtienen los valores de los desplazamientos horizontales, datos empleados para el chequeo de la deriva máxima permitida según NSR-10; y la verificación de los desplazamientos de cada uno de los vértices de los diafragmas de la estructura para determinar las irregularidades en planta y altura permitiendo así, determinar sus efectos torsionales.

ETABS es un programa de análisis cuyo propósito principal es el análisis y diseño estructural desarrollado para edificios y naves industriales. ETABS versión 9 cuenta con una interfaz gráfica intuitiva y de gran alcance, junto con modelado, diseño y procedimientos analíticos sin igual. Aunque es una herramienta rápida y fácil de usar, ETABS también puede manejar los mas grandes y complejos modelos de edificaciones, incluyendo una amplia gama de comportamientos no lineales.

2.1 METODO DE DISEÑO.

El método de diseño empleado corresponde al de la **Resistencia Ultima**, el análisis de la estructura se realizó mediante Software especializado en el diseño de estructuras metálicas y de concreto “ETABS 9.7.4”, hojas electrónicas “EXCEL”, programas de diseño y despiece de elementos estructurales “DC-CAD”

La metodología del Análisis Dinámico Elástico analiza todos los grados de libertad que se requieren para representar las posibles deformaciones y las fuerzas de inercia más representativas generadas en las tres dimensiones, bajo la Hipótesis de comportamiento Elástico. Para el análisis el Software de Diseño, emplea métodos basados en los elementos finitos para cualquier distribución de masas y rigideces.

2.2 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.

MATERIAL		MPa	Kg/cm2	PSI
Concreto	$f'c$	28	280	4000
Acero de refuerzo	Fy	420	4200	60000
Malla electro soldada	Fy	550	5500	79000
Mampostería en ladrillo	$f'm$	10	100	1450
Concreto ciclópeo	$f'cp$	18.0	180	2560

2.3 FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA Y PARAMETROS DE DISEÑO

- Factor reducción de resistencia a secciones controladas por tracción, ϕ : 0.90
- Factor reducción de resistencia por cortante y torsión, ϕ : 0.75
- Factor reducción de resistencia a secciones controladas por compresión, ϕ : 0.75
- Factor de altura del bloque de esfuerzos a compresión, β_1 : 0.80
- Factor de modificación de propiedades mecánicas del concreto, λ : 1.00

2.3 NOMENCLATURA Y UNIDADES UTILIZADAS

- **M** = Carga Muerta
- **CV** = Carga Viva
- **kN** = Kilonewtons
- **m** = Metro
- **m²** = Metro cuadrado
- **K= ΦR_n** = Coeficiente necesario para encontrar la cuantía por medio de las tablas presentadas por la cartilla guía para el cálculo de estructuras de concreto reforzado” de Acerías Paz del Río, donde se relaciona el momento ultimo con la base y d ($M_u / (b * d^2)$).
- **d** = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción
- **ρ** = Cuantía calculada
- **ρ_{min}** = Cuantía mínima exigida por la norma
- **ρ_{max}** = Cuantía máxima exigida por la norma
- **cm** = Centímetros
- **t** = Espesor de Placa
- **L** = Luz, que es el espacio entre apoyos
- **m³** = Metro cúbico
- **NSR-10** = Regramento Sismo Resistente Colombiana de 2010
- **V_n** = Fuerza cortante generada por los puentes sobre las ménsulas
- **N_{uc}** = Fuerza por fricción que se genera en la ménsula debido a la retracción generada por el puente
- **15x15** = Forma de indicar la medida de la sección del elemento en este caso 15cm por 15 cm.
- **f_c** = Esfuerzo que resiste el concreto dependiendo de sus características.

- **F_y** = Esfuerzo que resiste el acero dependiendo de las características de este.
- **T_a** = Periodo fundamental aproximado de la estructura
- **A,B,C,D,E y F** = Tipo de suelo Título A NSR-10
- **s** = Coeficiente de sitio
- **T_{om}** = Periodo Inicial mínimo
- **T_{cm}** = Periodo Corto mínimo
- **S_a** = Aceleración espectral
- **A_{mm}** = Aceleración máxima
- **A_{nm}** = Aceleración nominal mínima
- **I** = Coeficiente de Importancia
- **F_{am}** = Factor de amplificación de la aceleración.
- **F_{vm}** = Factor de amplificación mínimo de la aceleración.
- **R_o** = Coeficiente de disipación de energía básica.
- **V_s** = Cortante en la base.
- **g** = Gravedad.
- **m** = Masa.
- **R** = Coeficiente de reducción.
- **Φ_p** = Irregularidad en planta.
- **Φ_a** = Irregularidad en altura.
- **V_u** = Esfuerzo cortante generado sobre los distintos elementos estructurales.
- **φ_{vc}** = Esfuerzo máximo que resiste el concreto teniendo en cuenta sus propiedades.
- **a** = Distancia del bloque de compresión.
- **A_s** = Área de acero no pré-esforzado requerida.
- **2#4+2#5 [656mm]** = Acero requerido, en este caso 2 barras #4 más 2 barras #5, que equivalen a un área de 656mm².
- **A-3-2** = Localización del nudo del pórtico en estudio teniendo en cuenta su eje numérico, literal y nivel, para este caso se encuentra ubicado donde se intercepta el eje A con el eje No. 1 en el segundo piso o nivel.
- **Δ_{máx.} (cm)** = Deriva máxima, que según NSR-10 es el 1% de la altura de piso, dada en centímetros.
- **ΔX** = Desplazamiento relativo en el sentido X
- **ΔY** = Desplazamiento relativo en el sentido Y.
- **W_i** = Peso de la estructura en determinado piso.

- M_i = Masa de la estructura en determinado piso.
- F_i = Fuerza que se genera en cada piso.
- V (kN) = Fuerza cortante de piso dada en Kilonewtons.
- R = Relación entre las fuerzas aplicadas al elemento y las deformaciones que esta produce conocida como rigidez.
- X_{cg} = Centro de gravedad de la estructura en estudio en el sentido X.
- Y_{cg} = Centro de gravedad de la estructura en estudio en el sentido Y.
- h_x = Altura en un piso determinado.
- X_{cr} = Centro de rigidez de la estructura en estudio en el sentido X
- Y_{cr} = Centro de rigidez de la estructura en estudio en el sentido Y

2.4 NORMAS.

Se aplican las recomendaciones de cálculo y diseño establecidas por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente NSR-10 Títulos A-B-C-J – K- H, y sus decretos complementarios y la Microzonificación para la ciudad de Bogotá D.C. Decreto 523 de 2010, para lo relacionado con la obtención del espectro Sísmico de diseño.

3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1 VIGAS.

Para dimensionar las vigas se escogió la viga, localizada en el pórtico de mayor luz libre, y mayor carga, a este elemento se le realizó un análisis de cargas viva y muerta factorizadas con el fin de chequear y recomendar las dimensiones de este elemento estructural y referenciar los demás elementos de este tipo con características similares.

3.1.1 VIGAS Y LOSAS DE ENTREPISO

De acuerdo con lo prescrito en la tabla C.9.5 el Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente NSR-10, alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones, en ambos casos el refuerzo grado $F_y = 420\text{MPa}$.

$$\frac{L}{21} = \frac{6.88m}{21} = 0.33m$$

Sección mínima requerida 0.19m, en altura para las vigas de carga sin tener que chequear la deflexión máxima.

Para las vigas de rigidez chequeamos mediante la fórmula.

$$\frac{L}{16} = \frac{6.88m}{16} = 0.43m$$

Sección mínima requerida 0.33m, en altura para las vigas de carga sin tener que chequear la deflexión máxima.

La base de las vigas se toma como la mitad de la altura pero no menor a 0.30m.

$$B = \frac{hv}{2} > 0.30m$$

Las dimensiones anteriores deben chequearse ante los esfuerzos por solicitaciones de carga y el análisis dinámico, es posible que se incrementen las secciones planteadas, adicionalmente se chequea que los elementos conserven la relación “Viga débil – Columna fuerte”
El entrepiso está planteado como una placa aligerada.

3.2 COLUMNAS.

Teniendo en cuenta que el dimensionamiento de la columna depende la esbeltez y la carga axial que soporta, entonces se predimensiona una columna interior que en teoría son las que presentan mayor sollicitación de carga axial por área aferente.

$$A_g = 18 * P$$

Entonces acorde con NSR-10 Tabla H.3.1.1 (800KN/Columna), y aplicando la expresión matemática se tiene.

$$A_g = 18 * 80 \text{ Ton.} = 1440\text{cm}^2$$

Sección pre-dimensionada para columnas internas de 40x40 con un área de 1600cm².

(A_g = Área bruta de la sección transversal de la columna en cm², P= Carga axial en toneladas).

El tamaño de las columnas se haya para cargas axiales reales, sin considerar los momentos aplicando un factor de seguridad de 3 a la resistencia del concreto.

Las cargas axiales se calculan para las columnas centrales del primer piso acumulando el aporte de cada nivel por aéreas aferentes, se plantean columnas de sección cuadrada. Para calcular la sección de la columna se usa la ecuación:

$$A_g = P / (0.8\phi(0.2805 * f'_c + 0.01F_y))$$

A_g = Área bruta de la sección transversal de la columna (m²)

P = Carga axial real (Ton)

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia

f'_c = Resistencia del concreto a la compresión (Ton/m³)

F_y = Resistencia del acero de refuerzo (Ton/m³)

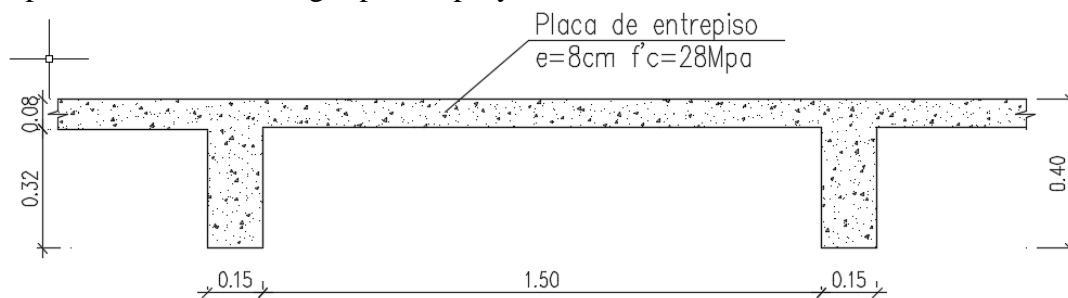
3.3 CIMENTACIÓN.

El sistema de cimentación planteado corresponde a **Pilotes** con carga axial centrada o localizada al tercio medio del área, con datos que los agrupan. El perfil de suelo se clasifica como Lacustre 500.

La carga muerta hace referencia a todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación.

4. SOLICITACIONES Y EVALUACIÓN DE CARGAS (B.3 NSR-10).

Para los niveles de entrepiso N.E.+3.45m y N.E.+7.65m se plantean cargas equivalentes a la fachada y particiones de mampostería, cielo raso y afinado de piso. A continuación se presenta el respectivo análisis de cargas para el proyecto estructural:



Dimensiones de placa

espesor = 8cm

Evaluación de carga placa aligerada

$$Peso\ placa = \left(0.08m * 1m * 1m + \frac{0.15m * 0.32m * 1m}{1.65m} \right) * \gamma_{concreto} = 2.61\ kN/m^2$$

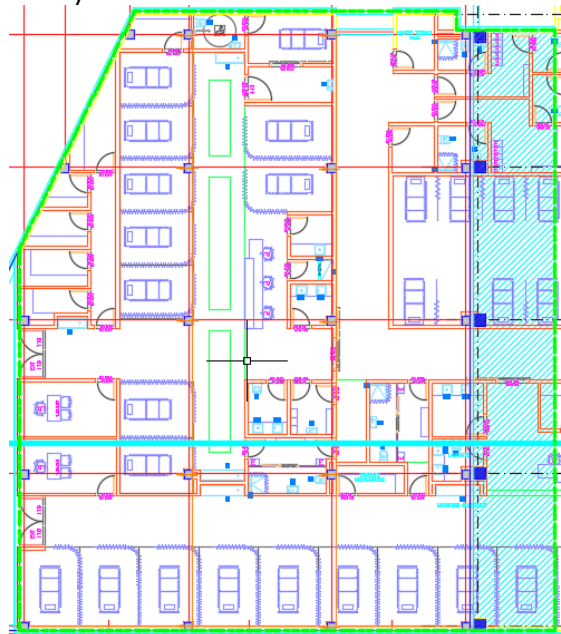
Evaluación de carga muros en mampostería de bloque de arcilla (espesor=150mm)

Se sumaron los metros lineales de muros en el segundo piso, se usó el valor de las cargas muertas mínimas para elementos no estructurales verticales – muros (Tabla B.3.4.2-4) para el componente Mampostería de bloque de arcilla, pañetado en ambas caras para un espesor de muro de 150mm, carga igual a 2.50 kN/m²; altura libre del muro de 3.80m y un área de 697m².

Long. Muros (m)	301.46
Carga (kN/m ²)	2.5
Altura muro (m)	3.8
Área (m ²)	697

Luego la carga por metro cuadrado de muros será igual a:

$$Carga\left(\frac{kN}{m^2}\right) = \frac{Long.\ muro * Carga * Altura\ muro}{Area} = \frac{301.46m * \frac{2.5kN}{m^2} * 3.8m}{697m^2} = 4.11kN/m^2$$



Plano arquitectónico segundo piso

4.1 CARGAS MUERTAS PESO PROPIO Y SOBREIMPUESTAS (P.P- WD).

4.1.1 Evaluación de cargas sobre placas aligeradas de entrepisos y cubierta. NE+3.50m y NE+7.70m

Descripción	Carga (NSR-10)
Placa aligerada incluye viguetas $e = 0.08m$ (P.P)	2.61kN/m ²
Baldosa cerámica (20mm) / 25mm de mortero	1.10kN/m ²
Mampostería ladrillo hueco de arcilla fachada y divisiones.	4.11kN/m ²
Cielo raso en paneles yeso – cemento incl. Entramado	0.20kN/m ²
Total carga muerta.	8.02KN/m²

4.2 CARGAS VIVAS (WL).

La carga viva hace referencia a todas las cargas de elementos producidas por el uso y la ocupación de la edificación y no se incluye cargas ambientales como viento y sismo, La carga viva en la cubierta son las causadas por:

- a. Materiales, equipos y trabajadores utilizados en el mantenimiento de la cubierta de la edificación.
- b. Las causadas por objetos móviles, tales como materas u otros objetos decorativos, y por las personas que tengan acceso a ellas.

Las cargas vivas repetitivas, hacen referencia a las utilizadas en el diseño y son las máximas esperadas con mayor ocurrencia debido al uso proyectado de la construcción. (B.4.2.1)

Se adoptan para el diseño las mínimas exigidas por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Tabla B.4.2.1.1

Tabla B.4.2.1.1 NSR-10 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Descripción o uso		Carga uniforme KN/m ² m ² de área en planta
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0
	Cuartos privados	2.0
	Corredores y escaleras	5.0

4.2.1 CARGAS VIVAS EN LA CUBIERTA.

Tabla B.4.2.2 NSR-10 Cargas vivas mínimas en cubiertas

Tipo de cubierta B.4.2.1.2 - NSR-10	Carga uniforme kN/m2 m2 de área en planta
Cubiertas, Azoteas y Terrazas	Igual al resto del edificio.

4.2.2 CARGAS AMBIENTALES.

Cargas Ambientales B.4.8 - NSR-10	Carga uniforme kN/m2 m2 de área en planta
Empozamiento de agua (Le) (B.4.8.2)	0.50
Granizo (G) (B.4.8.3)	1.00

4.3. COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO (B-6 NSR-10).

No.	COMBO	D	P.P	L	Lr	G	Le	Ex	Ey
1	B.2.4.1	1.40	1.40						
2	B.2.4.2a	1.20	1.20	1.60	0.50				
3	B.2.4.2b	1.20	1.20	1.60		0.50			
4	B.2.4.2c	1.20	1.20	1.60			0.50		
5	B.2.4.3a	1.20	1.20	1.00	1.60				
6	B.2.4.3b	1.20	1.20	1.00		1.60			
7	B.2.4.3c	1.20	1.20	1.00			1.60		
8	B.2.4.4a	1.20	1.20	1.00	0.50				
9	B.2.4.4b	1.20	1.20	1.00		0.50			
10	B.2.4.4c	1.20	1.20	1.00			0.50		
11	B.2.4.5a	1.20	1.20	1.00				1.00	0.30
12	B.2.4.5b	1.20	1.20	1.00				1.00	-0.30
13	B.2.4.5c	1.20	1.20	1.00				-1.00	0.30
14	B.2.4.5d	1.20	1.20	1.00				-1.00	-0.30
15	B.2.4.5e	1.20	1.20	1.00				0.30	1.00
16	B.2.4.5f	1.20	1.20	1.00				0.30	-1.00
17	B.2.4.5g	1.20	1.20	1.00				-0.30	1.00
18	B.2.4.5h	1.20	1.20	1.00				-0.30	-1.00
19	B.2.4.7a	0.90	0.90					1.00	0.30
20	B.2.4.7b	0.90	0.90					1.00	-0.30
21	B.2.4.7c	0.90	0.90					-1.00	0.30
22	B.2.4.7d	0.90	0.90					-1.00	-0.30
23	B.2.4.7e	0.90	0.90					0.30	1.00
24	B.2.4.7f	0.90	0.90					0.30	-1.00

25	B.2.4.7g	0.90	0.90					-0.30	1.00
26	B.2.4.7h	0.90	0.90					-0.30	-1.00

4.3.1 COMBINACIONES DE CARGA PARA CHEQUEO DE DERIVAS.

No.	COMBO	D	P.P	L	Lr	G	Le	Ex	Ey
27	Comder 1	1.20	1.20	1.60	0.50				
28	Comder 2	1.20	1.20	1.60		0.50			
29	Comder 3	1.20	1.20	1.60			0.50		
30	Comder 4	1.20	1.20	1.00				1.00	
31	Comder 5	1.20	1.20	1.00				-1.00	
32	Comder 6	1.20	1.20	1.00					1.00
33	Comder 7	1.20	1.20	1.00					-1.00
34	Comder 8	0.90	0.90					1.00	
35	Comder 9	0.90	0.90					-1.00	
36	Comder 10	0.90	0.90						1.00
37	Comder 11	0.90	0.90						-1.00

4.3.2 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE CIMENTACIÓN.

No.	COMBO	D	P.P	L	Lr	G	Le	Ex	Ey
38	Combcim 1	1.00	1.00	0.75	0.75			0.70	
39	Combcim 2	1.00	1.00	0.75	0.75			-0.70	
40	Combcim 3	1.00	1.00	0.75	0.75				0.70
41	Combcim 4	1.00	1.00	0.75	0.75				-0.70

4.3.3 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE CORTANTE DE VIGAS.

No.	COMBO	D	P.P	L	Lr	G	Le	Ex	Ey
42	VB245a	1.20	1.20	1.00				2.0	0.60
43	VB245b	1.20	1.20	1.00				2.0	-0.60
44	VB245c	1.20	1.20	1.60				-2.0	0.60
45	VB245d	1.20	1.20	1.00				-2.0	-0.60
46	VB245e	1.20	1.20	1.00				0.60	2.0
47	VB245f	1.20	1.20	1.00				0.60	-2.0
48	VB245g	1.20	1.20	1.00				-0.60	2.0
49	VB245h	1.20	1.20	1.00				-0.60	-2.0

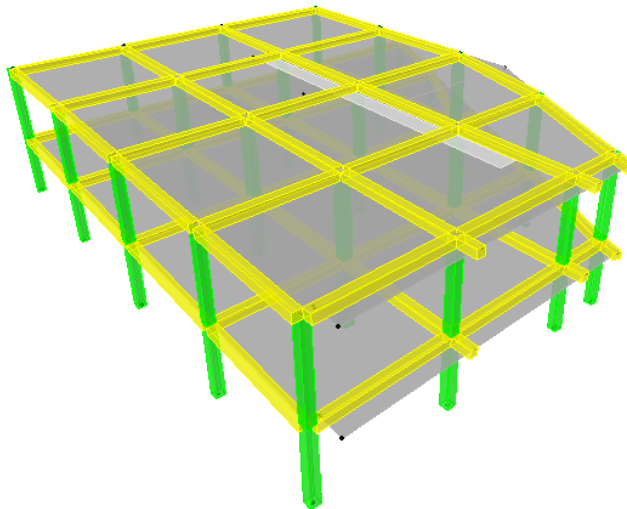
50	VB247a	0.90	0.90					2.0	0.60
51	VB247b	0.90	0.90					2.0	-0.60
52	VB247c	0.90	0.90					-2.0	0.60
53	VB247d	0.90	0.90					-2.0	-0.60
54	VB247e	0.90	0.90					0.60	2.0
55	VB247f	0.90	0.90					0.60	-2.0
56	VB247g	0.90	0.90					-0.60	2.0
57	VB247h	0.90	0.90					-0.60	-2.0

4.3.4 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE CORTANTE DE COLUMNAS.

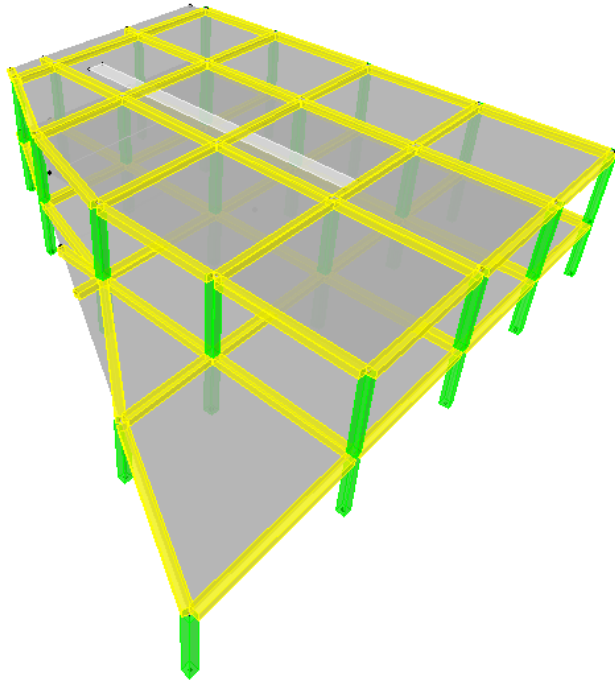
No.	COMBO	D	P.P	L	Lr	G	Le	Ex	Ey
58	CB245a	1.20	1.20	1.00				3.0	0.90
59	CB245b	1.20	1.20	1.00				3.0	-0.90
60	CB245c	1.20	1.20	1.00				-3.0	0.90
61	CB245d	1.20	1.20	1.00				-3.0	-0.90
62	CB245e	1.20	1.20	1.00				0.90	3.0
63	CB245f	1.20	1.20	1.00				0.90	-3.0
64	CB245g	1.20	1.20	1.00				-0.90	3.0
65	CB245h	1.20	1.20	1.00				-0.90	-3.0

D = Carga muerta- P.P = Peso propio – L= Carga viva – Lr = Carga en cubierta. G = Carga por granizo. -Le = Empozamiento. Ex = Fuerza sísmica en el sentido “X”.- Ey = Fuerza sísmica en el sentido “Y”.

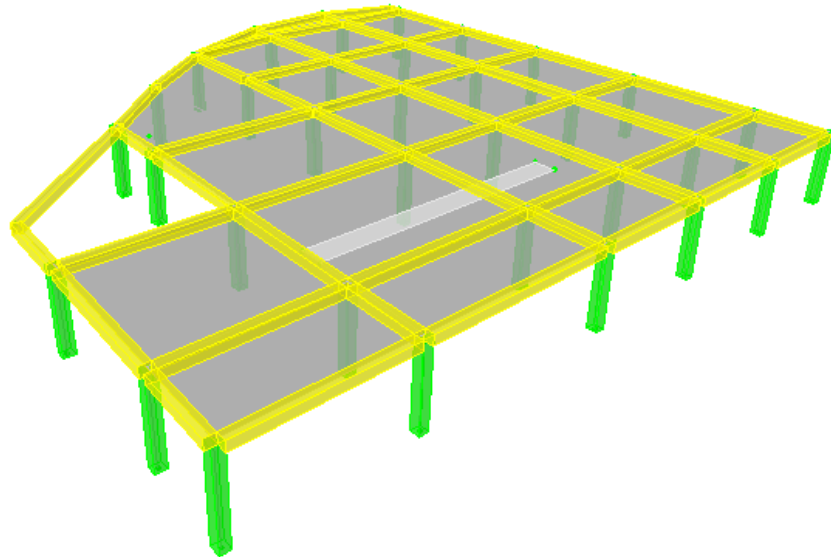
5. MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA ESTRUCTURA SOFTWARE ETABS 17



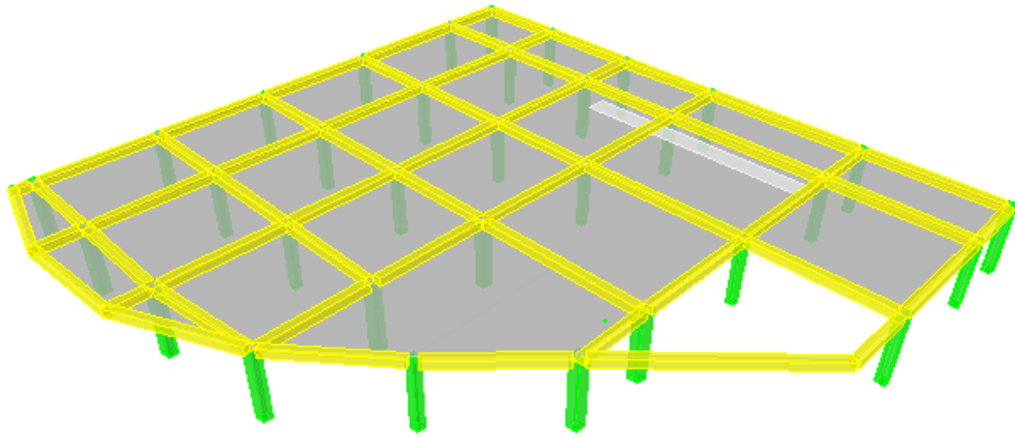
Modelo tridimensional del edificio I – sistema aporticado –ETABS 9.7.4-VISTA I



Modelo tridimensional del edificio 1 – sistema aporticado –ETABS 9.7.4-VISTA 2



Modelo tridimensional del edificio 2 – sistema aporticado –ETABS 9.7.4-VISTA 1



Modelo tridimensional del edificio 2– sistema aporticado –ETABS 9.7.4-VISTA I

Obtenidas las cargas a las cuales será sometida la estructura y pre dimensionados los elementos estructurales se procede a realizar el modelo en el software de diseño ETABS 9.7.4.

Se considera el Modelo Matemático a emplear, como un Modelo Tridimensional con Diafragma infinitamente rígido en su propio plano para el entrepiso de la edificación, la masa del diafragma se encuentra concentrada en su centro de masa, los efectos direccionales se tienen en cuenta a través de las componentes apropiadas de los desplazamientos de los grados de libertad horizontal, ortogonal del diafragma.

Para el modelo en ETABS 9.7.4, se dividirá en 2 edificaciones, siendo la primera la que tiene 2 niveles y la segunda la que tiene un nivel.

Procedimiento que aplica para las irregularidades en planta del Tipo 1aP, 1bP, 4P o 5P, tal como se define en la Tabla A.3.6 de la NSR-10.

6. MOVIMIENTOS SISMICOS DE DISEÑO

6.1 PARAMETROS SISMICOS.

Para el análisis dinámico de la estructura aplican los parámetros sísmicos prescritos en el Reglamento Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.

6.1.2 COEFICIENTES SISMICOS PARA DISEÑO – BOGOTA D.C. CUNDINAMARCA.

Fa.	0.95	
Fv.	2.7	
Tc. (s).	1.82	Período corto.
Tl. (s).	5.00	Período inicial
Aa	0.15s	
Av	0.20s	

6.2 CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE LA ESTRUCTURA.

De acuerdo con las propiedades y características de los elementos estructurales que cumplen con lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, la capacidad de disipación de energía de la estructura se puede clasificar como moderada “**DMO**”

6.3 ZONA DE AMENAZA SISMICA (NSR 10 - Tabla A.2.3.2).

La zona de amenaza sísmica es **INTERMEDIA** para la ciudad de Bogotá D.C., con valores de **Aa** y **Av**:

- **Aa** = 0.15
- **Av** = 0.20

6.4 DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DEL SUELO

Se determinó a través del estudio de suelos que en la ubicación del proyecto el tipo de suelo es **Lacustre 500**, por lo que según el Decreto 523 de 2010 se obtienen los valores de **Fa** y **Fv**:

- **Fa** = 0.95
- **Fv** = 2.7

6.5. GRUPO DE USO (NSR-10 A.2.5.1)

Las estructuras se clasifican dentro del **grupo de uso IV**, edificaciones de ocupación indispensable, acorde con los parámetros del numeral A.2.5.1.1 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

6.6 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA “I” (NSR-10 -Tabla A.2.5)

Tabla A.2.5 Coeficiente de importancia

Grupo de uso	Coeficiente de importancia
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

El coeficiente de importancia para el grupo de uso IV es 1.50 acorde con la tabla A.2.5.1 de la NSR-10

6.7 ESPECTRO DE DISEÑO (NSR-10 -Tabla A.2.6)

6.7.1 ESPECTRO DE ACELERACIONES

El espectro elástico de aceleraciones **S_a**, se expresa como fracción de la gravedad para un coeficiente del 5% de amortiguamiento crítico.

$$S_a = \frac{1.2A_v * F_v * I}{T} \quad (A. 2.6.1)$$

$$T_c = 0.48 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a} \quad (A. 2.6.2)$$

$$S_a = 2.5A_a * F_a * I \quad (A. 2.6.3)$$

$$T_o = 0.1 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a} \quad (A. 2.6.6)$$

$$S_a = 2.5 * A_a * F_a * I \left(0.4 + 0.6 * \frac{T}{T_o} \right) \quad (A. 2.6.7)$$

Por los valores obtenidos de las fórmulas para del espectro de diseño a emplear en la ciudad de Bogotá D.C , se tiene un periodo inicial **T_o**, y un periodo corto **T_c**.

$$T_c = 0.48 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a}$$

$$T_c = 0.48 \frac{0.20 * 2.7}{0.15 * 0.95} = 1.82s$$

$$T_o = 0.10 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a}$$

$$T_o = 0.10 * \frac{0.20 * 2.7}{0.15 * 0.95} = 0.38s$$

$$S_a = 2.5 * A_a * F_a * I \text{ (A. 2.6.3)}$$

$$S_a = 2.5 * 0.15 * 0.95 * 1.5 = 0.53$$

6.7.2 VALORES T y Sa, PARA GRAFICAR EL ESPECTRO

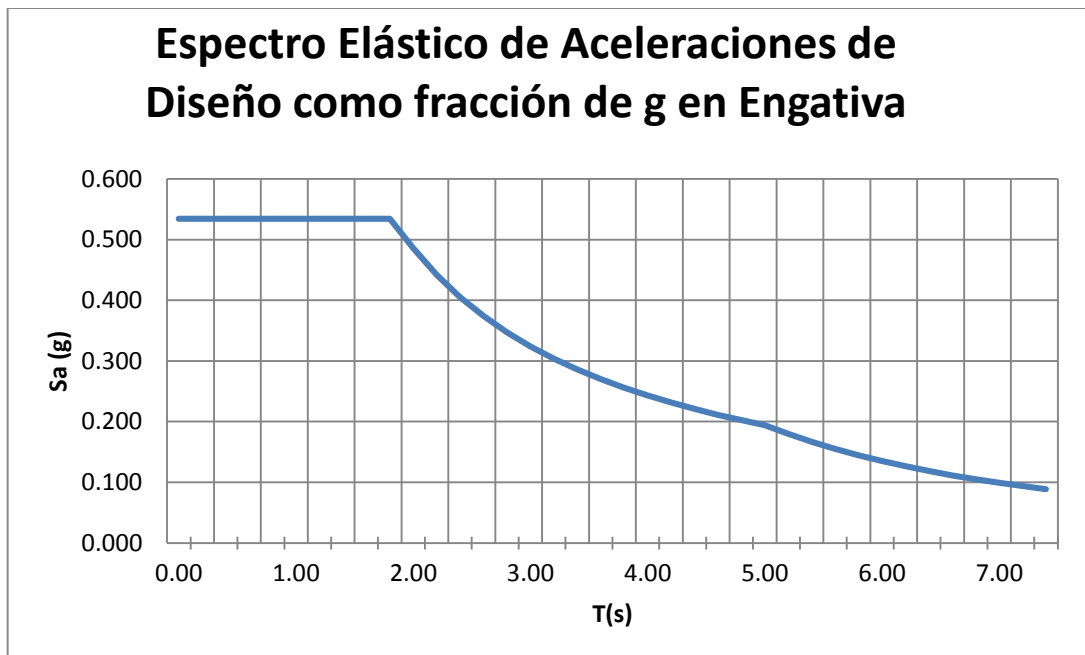
Condiciones para la obtención de los valores Sa.

$$\text{Si: } T \leq T_o \Rightarrow S_a = 2.5 * A_a * F_a * I (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_o})$$

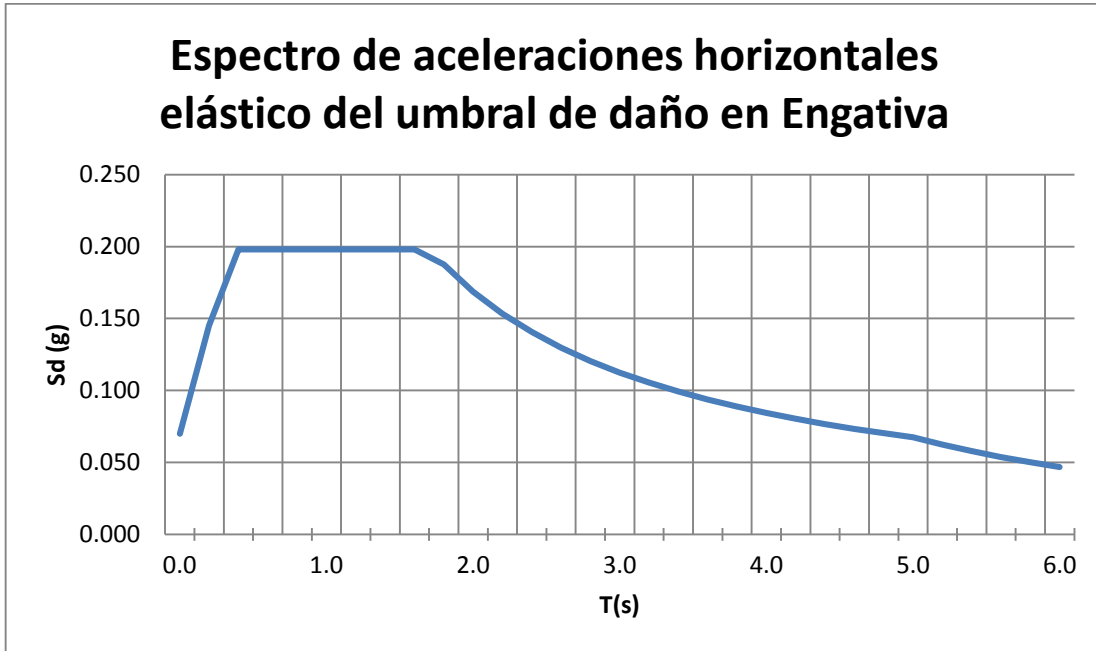
$$\text{Si: } T \leq T_c \Rightarrow S_a = 2.5 * A_a * F_a * I$$

$$\text{Si: } T \leq T_l \Rightarrow \frac{1.2 * A_v * F_v * I}{T}$$

6.7.3 GRAFICO DEL ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES PARA DISEÑO



6.7.4 GRAFICO DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES HORIZONTALES ELÁSTICO DEL UMBRAL DE DAÑO



EDIFICIO 1 (DOS PISOS)

7. COEFICIENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGIA “R”, DE SOBRESISTENCIA “ Ω_0 ” Y PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO 1

7.1. OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGIA “R” Y DE SOBRESISTENCIA “ Ω_0 ”

De la tabla A.3.3 se obtienen los valores de R_0 y Ω_0 , para pórticos de concreto resistentes a momento con capacidad Moderada de disipación de energía “DMO”

Tabla A.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

$$R_0 = 5.0 \quad \text{y} \quad \Omega_0 = 3.0$$

7.2 OBTENCIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA “ T_a ” (A.4.2 NSR-10)

$$T_a = C_t * H^\alpha$$

$$C_t = 0.047 \quad \text{Tabla A.4.2.1 NSR-10.}$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{Tabla A.4.2.1 NSR-10}$$

$$T_a = 0.047 * 7.7^{0.9} = 0.295s \quad , \text{ para el edificio 1}$$

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v * F_v > 1.2$$

$$C_u = 1.75 - 1.2 * 0.20 * 2.7 = 1.102 \quad \text{Tomamos el valor} \quad C_u = 1.2$$

$$K = 1.0 \quad \text{Para valores de } T_a < 0.5 \text{ Segundos (A.4.3.2)}$$

8. ANÁLISIS DINÁMICO DEL EDIFICIO 1 CAPITULO A5 NSR-10.

Se determinan las propiedades necesarias para desarrollar el análisis sísmico de la estructura. Al realizar el análisis se obtienen los desplazamientos horizontales de la estructura, los efectos torsionales y se chequean los valores para deriva acorde con el Capítulo A-6 (NSR-10).

8.1 CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ DEL EDIFICIO 1 (kN/m)

El centro de masa y rigidez aplica para los diafragmas rígidos de los dos (2) niveles, Valores obtenidos del Software de diseño ETABS 9.7.4

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR	WeightX	WeightY
STORY1	DIAF1	655.4883	655.4883	17.73	12.96	656.8028	656.8028	17.73	12.96	18.23	13.38	6430.3402	6430.3402
STORY2	DIAF2	562.7432	562.7432	19.33	13.88	562.7432	562.7432	19.33	13.88	18.77	14.07	5520.5108	5520.5108

El peso total de la estructura es de 11950.85 kN

Verificación aproximada según evaluación de cargas:

Área del edificio=1250m² (2 pisos)

Densidad de carga = 8.02+1.98 (vigas y columnas)=10.00 kN/m²

Peso estimado=12500 kN

8.2 OBTENCIÓN DEL NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN DEL EDIFICIO 1

$$\ddot{M}_j = \sum_{m=1}^p M_j \geq 0.90M \quad (A.5.4.1)$$

$$\ddot{M}_{mj} = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \Phi^{mij})^2}{\sum_{i=1}^n m_i (\Phi^{mij})^2} \quad (A.5.4.2)$$

ETABS v9.7.4 File:EDIF1-DISEÑO Units:KN-m julio 1, 2018 16:46 PAGE 1

M O D E S H A P E S

STORY	DIAPHRAGM	MODE	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY2	DIAF2	Mode 1	1.4879E-02	-3.6209E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-3.1746E-04
STORY2	DIAF2	Mode 2	3.6172E-02	1.4453E-02	0.00000	0.00000	0.00000	4.4522E-04
STORY2	DIAF2	Mode 3	3.3733E-03	4.5817E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.5169E-03
STORY2	DIAF2	Mode 4	6.6586E-03	-1.0762E-02	0.00000	0.00000	0.00000	9.5050E-04
STORY2	DIAF2	Mode 5	1.3080E-02	8.0787E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-3.9899E-05
STORY2	DIAF2	Mode 6	4.5193E-03	-7.4143E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.1782E-03

STORY1	DIAF1	Mode 1	5.3151E-03	-1.2953E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.5494E-04
STORY1	DIAF1	Mode 2	1.3193E-02	5.0572E-03	0.00000	0.00000	0.00000	1.4134E-04
STORY1	DIAF1	Mode 3	4.2811E-04	3.3839E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-1.2846E-03
STORY1	DIAF1	Mode 4	-1.6367E-02	2.5876E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-1.6177E-03
STORY1	DIAF1	Mode 5	-3.0895E-02	-1.9110E-02	0.00000	0.00000	0.00000	3.3796E-05
STORY1	DIAF1	Mode 6	-9.8816E-03	1.6822E-02	0.00000	0.00000	0.00000	2.6234E-03

ETABS v9.7.4 File:EDIF1-DISEÑO Units:KN-m julio 1, 2018 16:46 PAGE 3

M O D A L P A R T I C I P A T I O N F A C T O R S

MODE	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Mode 1	-11.8639	28.8835	0.0000	-186.6720	-76.6901	49.3133
Mode 2	-29.0207	-11.4549	0.0000	74.2519	-187.0656	-40.4463
Mode 3	-2.1795	-4.8009	0.0000	27.6319	-15.6010	350.0460
Mode 4	7.0025	-10.9390	0.0000	12.8495	8.7709	105.1194
Mode 5	12.9317	8.0051	0.0000	-8.9239	14.3469	-1.2236
Mode 6	3.9470	-6.8764	0.0000	6.5437	3.1332	-139.8527

ETABS v9.7.4 File:EDIF1-DISEÑO Units:KN-m julio 1, 2018 16:46 PAGE 4

M O D A L P A R T I C I P A T I N G M A S S R A T I O S

MODE NUMBER	X-TRANS %MASS <SUM>	Y-TRANS %MASS <SUM>	Z-TRANS %MASS <SUM>	RX-ROTN %MASS <SUM>	RY-ROTN %MASS <SUM>	RZ-ROTN %MASS <SUM>
Mode 1	11.54 < 12>	68.41 < 68>	0.00 < 0>	84.15 < 84>	14.20 < 14>	1.55 < 2>
Mode 2	69.06 < 81>	10.76 < 79>	0.00 < 0>	13.31 < 97>	84.50 < 99>	1.04 < 3>
Mode 3	0.39 < 81>	1.89 < 81>	0.00 < 0>	1.84 < 99>	0.59 < 99>	77.94 < 81>
Mode 4	4.02 < 85>	9.81 < 91>	0.00 < 0>	0.40 <100>	0.19 < 99>	7.03 < 88>
Mode 5	13.71 < 99>	5.25 < 96>	0.00 < 0>	0.19 <100>	0.50 <100>	0.00 < 88>
Mode 6	1.28 <100>	3.88 <100>	0.00 < 0>	0.10 <100>	0.02 <100>	12.44 <100>

ETABS v9.7.4 File:EDIF1-DISEÑO Units:KN-m julio 1, 2018 16:46 PAGE 6

R E S P O N S E S P E C T R U M A C C E L E R A T I O N S
(IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC	MODE	PERIOD	DAMP-RATIO	SPEC-FACTOR	U1	U2	U3
SX	Mode 1	0.662942	0.050000	1.000000	1.571562	0.471522	0.000000
SX	Mode 2	0.640700	0.050000	1.000000	1.571562	0.471522	0.000000
SX	Mode 3	0.567265	0.050000	1.000000	1.571562	0.471522	0.000000
SX	Mode 4	0.208935	0.050000	1.000000	1.571562	0.471522	0.000000
SX	Mode 5	0.201685	0.050000	1.000000	1.571562	0.471522	0.000000
SX	Mode 6	0.191486	0.050000	1.000000	1.571562	0.471522	0.000000
SY	Mode 1	0.662942	0.050000	1.000000	0.455769	1.519177	0.000000
SY	Mode 2	0.640700	0.050000	1.000000	0.455769	1.519177	0.000000
SY	Mode 3	0.567265	0.050000	1.000000	0.455769	1.519177	0.000000
SY	Mode 4	0.208935	0.050000	1.000000	0.455769	1.519177	0.000000
SY	Mode 5	0.201685	0.050000	1.000000	0.455769	1.519177	0.000000
SY	Mode 6	0.191486	0.050000	1.000000	0.455769	1.519177	0.000000

ETABS v9.7.4 File:EDIF1-DISEÑO Units:KN-m julio 1, 2018 16:46 PAGE 7

R E S P O N S E S P E C T R U M M O D A L A M P L I T U D E S

 (IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC	MODE	PERIOD	U1	U2	U3
SX	Mode 1	0.662942	0.207563	-0.151615	0.000000
SX	Mode 2	0.640700	0.474230	0.056162	0.000000
SX	Mode 3	0.567265	0.027919	0.018452	0.000000
SX	Mode 4	0.208935	-0.012169	0.005704	0.000000
SX	Mode 5	0.201685	-0.020940	-0.003889	0.000000
SX	Mode 6	0.191486	-0.005761	0.003011	0.000000
SY	Mode 1	0.662942	0.060195	-0.488482	0.000000
SY	Mode 2	0.640700	0.137532	0.180946	0.000000
SY	Mode 3	0.567265	0.008097	0.059448	0.000000
SY	Mode 4	0.208935	-0.003529	0.018376	0.000000
SY	Mode 5	0.201685	-0.006073	-0.012530	0.000000
SY	Mode 6	0.191486	-0.001671	0.009703	0.000000

8.3 VERIFICACION PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO 1

Se debe verificar el numeral A.4.2 de la NSR-10 en donde el valor de T no puede exceder $C_u \cdot T_a$. Con la asistencia de ETABS 9.7.4 se obtiene el periodo fundamental de la estructura.

Tabla de periodo para espectro sin dividir en R

ETABS v9.7.4 File:EDIF1-DERIVAS Units:KN-m marzo 29, 2018 16:32 PAGE 1

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S

MODE NUMBER	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	CIRCULAR FREQ (RADIAN/TIME)
Mode 1	1.84885	0.54088	3.39844
Mode 2	1.07347	0.93156	5.85315
Mode 3	0.76174	1.31278	8.24844
Mode 4	0.74843	1.33613	8.39513
Mode 5	0.62897	1.58990	9.98964
Mode 6	0.58843	1.69945	10.67795

Tabla. Para el espectro de diseño se obtiene el siguiente periodo

ETABS v9.7.4 File:EDIF1-DISEÑO Units:KN-m junio 30, 2018 14:13 PAGE 1

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE NUMBER	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	CIRCULAR FREQ (RADIAN/TIME)
Mode 1	0.66294	1.50843	9.47773
Mode 2	0.64070	1.56079	9.80674
Mode 3	0.56726	1.76285	11.07629
Mode 4	0.20894	4.78617	30.07240
Mode 5	0.20168	4.95824	31.15351
Mode 6	0.19149	5.22231	32.81274

Luego $T=0.663$ segundos. Previamente se calculó C_u y T_a , por lo que:

$T_a=0.295$ segundos

$C_u=1.20$

$C_u \cdot T_a=1.20 \cdot 0.295 \text{ s} = 0.354 \text{ s}$

Luego $T > C_u \cdot T_a$, $0.663\text{s} > 0.354\text{s}$

Entonces periodo a utilizar será el menor entre los dos, es decir, $T=0.354\text{s}$.

8.4 CORTANTE BASAL PARA EL EDIFICIO 1

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 90% del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.90 \cdot V_s / V_d$.

Se determina el cortante estático en la base de la edificación con asistencia de Etabs 9.7.4

Con el espectro elástico de aceleraciones para revisar derivas se usará $I=1.00$

$$S_a = 2.5 * A_a * F_a * I \text{ (A. 2.6.3)}$$

$$S_a = 2.5 * 0.15 * 0.95 * 1.0 = 0.356$$

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT
Case: FHEX

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X
Typical Eccentricity = 5%
Eccentricity Overrides: No

Period Calculation: Program Calculated
Ct = 0.035 (in feet units)

Top Story: STORY2
Bottom Story: BASE

C = 0.356
K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$$V = C W$$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

w Used = 11959.66

V Used = 0.3560w = 4257.64

El cortante estático (Vs) en la base es de 4257.64 kN.

8.5 CORTANTE DINAMICO SIN CORREGIR PARA EL EDIFICIO 1

Luego se determina el cortante dinámico en la base en ambos sentidos de la estructura. Se usa el espectro aceleraciones para revisión de derivas

ETABS v9.7.4 File:EDIF1-DERIVAS Units:KN-m julio 1, 2018 15:20 PAGE 7

R E S P O N S E S P E C T R U M B A S E R E A C T I O N S
(IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC	MODE	DIR	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SX	Mode 1	U1	491.56	-1196.73	0.00	7734.38	3177.50	-29260.36
SX	Mode 2	U1	2941.27	1160.96	0.00	-7525.48	18959.22	-18111.10
SX	Mode 3	U1	16.59	36.54	0.00	-210.32	118.75	451.03
SX	Mode 4	U1	171.25	-267.52	0.00	314.24	214.49	-6639.41
SX	Mode 5	U1	584.03	361.53	0.00	-403.02	647.94	-1177.93
SX	Mode 6	U1	54.41	-94.79	0.00	90.20	43.19	-2260.83
SX	All	All	3488.56	561.81	0.00	3548.67	21920.14	47013.95
SY	Mode 1	U2	-1196.73	2913.52	0.00	-18829.87	-7735.84	71236.30
SY	Mode 2	U2	1160.96	458.25	0.00	-2970.42	7483.49	-7148.72
SY	Mode 3	U2	36.54	80.49	0.00	-463.29	261.57	993.51
SY	Mode 4	U2	-267.52	417.90	0.00	-490.89	-335.07	10371.79
SY	Mode 5	U2	361.53	223.80	0.00	-249.48	401.09	-729.17
SY	Mode 6	U2	-94.79	165.14	0.00	-157.15	-75.24	3938.74
SY	All	All	561.81	3442.03	0.00	21699.54	3555.89	66419.64

El cortante dinámico en el sentido x (V_{dx}) es de 3488.56 kN y en el sentido y (V_{dy}) es de 3442.03 kN.

Como el cortante dinámico en ambos sentidos es menor al cortante estático, se corrige el cortante dinámico en cada sentido multiplicándose por el factor:

	Cortante	Factor
V_s (kN)	4257.64	
V_{dx} (kN)	3488.56	1.09841195
V_{dy} (kN)	3442.03	1.11326049

Se multiplica para cada sentido del espectro elástico de aceleraciones por los factores calculados y se vuelve a verificar el cortante dinámico corregido.

8.6 CORTANTE DINAMICO CORREGIDO PARA EL EDIFICIO 1

ETABS v9.7.4 File:EDIFI-DERIVAS Units:KN-m julio 1, 2018 15:25 PAGE 7

RESPONSE SPECTRUM BASE REACTIONS
(IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC	MODE	DIR	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SX	Mode 1	U1	540.71	-1316.40	0.00	8507.82	3495.25	-32186.40
SX	Mode 2	U1	3235.39	1277.06	0.00	-8278.03	20855.15	-19922.21
SX	Mode 3	U1	18.25	40.20	0.00	-231.35	130.62	496.13
SX	Mode 4	U1	188.37	-294.27	0.00	345.66	235.94	-7303.35
SX	Mode 5	U1	642.43	397.68	0.00	-443.32	712.73	-1295.72
SX	Mode 6	U1	59.85	-104.27	0.00	99.22	47.51	-2486.91
SX	All	All	3837.42	617.99	0.00	3903.54	24112.15	51715.35
SY	Mode 1	U2	-1340.34	3263.14	0.00	-21089.46	-8664.14	79784.65
SY	Mode 2	U2	1300.28	513.24	0.00	-3326.87	8381.51	-8006.57
SY	Mode 3	U2	40.93	90.15	0.00	-518.88	292.96	1112.73
SY	Mode 4	U2	-299.62	468.05	0.00	-549.79	-375.28	11616.41
SY	Mode 5	U2	404.91	250.65	0.00	-279.42	449.23	-816.68
SY	Mode 6	U2	-106.16	184.95	0.00	-176.00	-84.27	4411.39
SY	All	All	629.23	3855.07	0.00	24303.48	3982.59	74390.00

Se comprueba que Vd sea mayor a 0.90*Vs

$$Vdx=3837.42 \text{ kN} > 0.90*Vs=3831.78 \text{ kN}$$

$$Vdy=3855.07 \text{ kN} > 0.90*Vs=3831.78 \text{ kN}$$

9. DETERMINACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, CHEQUEO DE LA DERIVA MÁXIMA DEL EDIFICIO 1 (A.6.4. NSR-10)

Se determina la deriva piso a piso en las esquinas, en ambos sentidos, y se utiliza la ecuación:

$$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2} \quad (A.6.3.1)$$

Se compara con la deriva máxima permitida, y se revisa que se cumpla siempre la condición:

$$\Delta_{max}^i \leq 0.010 * h_{pi} \quad (A.6.4.2.2)$$

Para el edificio 1 se revisó cuatro puntos en las esquinas (3, 6, 17 y 20) con el espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g en Engativá.

CHEQUEO DE DERIVAS																		
PROYECTO : USS CALLE 80																		
DERIVA = 1.0 % x H_Piso																		
NIVEL : BASE H_Piso (m) = 0.000 NUDO 3					NIVEL : Story1 H_Piso (m) = 3.500 NUDO 3					NIVEL : Story2 H_Piso (m) = 4.200 NUDO 3								
Δ PERMITIDO (Cm) = 3.5					Δ PERMITIDO (Cm) = 4.2													
COMB	DESPLAZ NUDO			DERIVAS			DESPLAZ NUDO			DERIVAS			DESPLAZ NUDO			TOTAL		
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.030	0.01	OK	-0.0081	0.0286	0.0297	0.062	0.01	OK	-0.0209	0.0890	0.0914			
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.029	0.01	OK	-0.0083	0.0282	0.0294	0.060	0.01	OK	-0.0209	0.0873	0.0898			
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.029	0.01	OK	-0.0084	0.0280	0.0292	0.060	0.01	OK	-0.0210	0.0864	0.0889			
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.649	0.47	OK	1.5191	0.6426	1.6494	2.653	0.63	OK	3.8926	1.8320	4.3022			
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.643	0.47	OK	-1.5338	-0.5896	1.6432	2.625	0.63	OK	-3.9300	-1.6661	4.2686			
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.649	0.47	OK	1.5191	0.6426	1.6494	2.653	0.63	OK	3.8926	1.8320	4.3022			
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.643	0.47	OK	-1.5338	-0.5896	1.6432	2.625	0.63	OK	-3.9300	-1.6661	4.2686			
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.994	0.57	OK	0.7461	1.8496	1.9944	3.612	0.86	OK	1.9011	5.2743	5.6065			
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.951	0.56	OK	-0.7607	-1.7966	1.9510	3.513	0.84	OK	-1.9385	-5.1083	5.4637			
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.994	0.57	OK	0.7461	1.8496	1.9944	3.612	0.86	OK	1.9011	5.2743	5.6065			
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.951	0.56	OK	-0.7607	-1.7966	1.9510	3.513	0.84	OK	-1.9385	-5.1083	5.4637			
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.649	0.47	OK	1.5224	0.6344	1.6493	2.650	0.63	OK	3.9002	1.8081	4.2989			
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.643	0.47	OK	-1.5306	-0.5978	1.6432	2.628	0.63	OK	-3.9224	-1.6900	4.2710			
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.649	0.47	OK	1.5224	0.6344	1.6493	2.650	0.63	OK	3.9002	1.8081	4.2989			
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.643	0.47	OK	-1.5306	-0.5978	1.6432	2.628	0.63	OK	-3.9224	-1.6900	4.2710			
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.988	0.57	OK	0.7493	1.8414	1.9880	3.599	0.86	OK	1.9087	5.2504	5.5866			
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.957	0.56	OK	-0.7575	-1.8048	1.9573	3.526	0.84	OK	-1.9309	-5.1323	5.4835			
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.988	0.57	OK	0.7493	1.8414	1.9880	3.599	0.86	OK	1.9087	5.2504	5.5866			
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.957	0.56	OK	-0.7575	-1.8048	1.9573	3.526	0.84	OK	-1.9309	-5.1323	5.4835			

NIVEL : BASE H_Piso (m) = 0.000 NUDO 6															NIVEL : Story1 H_Piso (m) = 3.500 NUDO 6															NIVEL : Story2 H_Piso (m) = 4.200 NUDO 6														
Δ PERMITIDO (Cm) = 3.5															Δ PERMITIDO (Cm) = 4.2																													
COMB	DESPLAZ NUDO			DERIVAS			DESPLAZ NUDO			DERIVAS			DESPLAZ NUDO			TOTAL																												
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok																										
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.027	0.01	OK	-0.0033	0.0268	0.0270	0.046	0.01	OK	-0.0318	0.0661	0.0734																													
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.027	0.01	OK	-0.0038	0.0263	0.0266	0.045	0.01	OK	-0.0316	0.0647	0.0720																													
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.026	0.01	OK	-0.0040	0.0260	0.0263	0.045	0.01	OK	-0.0315	0.0640	0.0713																													
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.704	0.49	OK	1.5212	0.7689	1.7045	2.665	0.63	OK	3.8878	1.9953	4.3699																													
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.688	0.48	OK	-1.5270	-0.7199	1.6882	2.680	0.64	OK	-3.9453	-1.8747	4.3681																													
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.704	0.49	OK	1.5212	0.7689	1.7045	2.665	0.63	OK	3.8878	1.9953	4.3699																													
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.688	0.48	OK	-1.5270	-0.7199	1.6882	2.680	0.64	OK	-3.9453	-1.8747	4.3681																													
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.309	0.66	OK	0.7421	2.1870	2.3095	3.679	0.88	OK	1.8750	5.6875	5.9886																													
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	2.265	0.65	OK	-0.7478	-2.1380	2.2650	3.628	0.86	OK	-1.9325	-5.5669	5.8928																													
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.309	0.66	OK	0.7421	2.1870	2.3095	3.679	0.88	OK	1.8750	5.6875	5.9886																													
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	2.265	0.65	OK	-0.7478	-2.1380	2.2650	3.628	0.86	OK	-1.9325	-5.5669	5.8928																													
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.703	0.49	OK	1.5237	0.7612	1.7033	2.667	0.64	OK	3.8983	1.9765	4.3707																													
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.689	0.48	OK	-1.5245	-0.7275	1.6892	2.678	0.64	OK	-3.9348	-1.8935	4.3667																													
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.703	0.49	OK	1.5237	0.7612	1.7033	2.667	0.64	OK	3.8983	1.9765	4.3707																													
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.689	0.48	OK	-1.5245	-0.7275	1.6892	2.678	0.64	OK	-3.9348	-1.8935	4.3667																													
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.303	0.66	OK	0.7446	2.1794	2.3031	3.671	0.87	OK	1.8855	5.6687	5.9740																													
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	2.271	0.65	OK	-0.7453	-2.1457	2.2715	3.636	0.87	OK	-1.9220	-5.5857	5.9071																													
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.303	0.66	OK	0.7446	2.1794	2.3031	3.671	0.87	OK	1.8855	5.6687	5.9740																													
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	2.271	0.65	OK	-0.7453	-2.1457	2.2715	3.636	0.87	OK	-1.9220	-5.5857	5.9071																													

NIVEL : BASE													NIVEL : Story1			NIVEL : Story2									
H_Piso (m) =			0.000			H_Piso (m) =			3.500			H_Piso (m) =			4.200										
NUDO			17			NUDO			17			NUDO			17										
Δ PERMITIDO (Cm) = 3.5													Δ PERMITIDO (Cm) = 4.2												
COMB	DESPLAZ NUDO			TOTAL			DERIVAS			DESPLAZ NUDO			TOTAL			DERIVAS			DESPLAZ NUDO			TOTAL			
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.027	0.01	OK	0.0203	0.0178	0.0270	0.068	0.02	OK	-0.0340	0.0884	0.0947										
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.027	0.01	OK	0.0196	0.0179	0.0265	0.067	0.02	OK	-0.0364	0.0864	0.0938										
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.026	0.01	OK	0.0192	0.0180	0.0263	0.067	0.02	OK	-0.0377	0.0854	0.0934										
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.975	0.56	OK	1.8234	0.7580	1.9747	3.474	0.83	OK	5.0640	2.0121	5.4491										
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.928	0.55	OK	-1.7860	-0.7257	1.9278	3.523	0.84	OK	-5.1269	-1.8506	5.4507										
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.975	0.56	OK	1.8234	0.7580	1.9747	3.474	0.83	OK	5.0640	2.0121	5.4491										
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.928	0.55	OK	-1.7860	-0.7257	1.9278	3.523	0.84	OK	-5.1269	-1.8506	5.4507										
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.258	0.65	OK	0.5985	2.1769	2.2577	3.671	0.87	OK	1.5893	5.7117	5.9287										
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	2.217	0.63	OK	-0.5611	-2.1446	2.2168	3.574	0.85	OK	-1.6522	-5.5502	5.7909										
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.258	0.65	OK	0.5985	2.1769	2.2577	3.671	0.87	OK	1.5893	5.7117	5.9287										
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	2.217	0.63	OK	-0.5611	-2.1446	2.2168	3.574	0.85	OK	-1.6522	-5.5502	5.7909										
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.968	0.56	OK	1.8186	0.7516	1.9678	3.488	0.83	OK	5.0812	1.9874	5.4507										
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.935	0.55	OK	-1.7908	-0.7321	1.9347	3.508	0.84	OK	-5.1097	-1.8753	5.4430										
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.968	0.56	OK	1.8186	0.7516	1.9678	3.488	0.83	OK	5.0812	1.9874	5.4507										
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.935	0.55	OK	-1.7908	-0.7321	1.9347	3.508	0.84	OK	-5.1097	-1.8753	5.4430										
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.250	0.64	OK	0.5937	2.1705	2.2502	3.659	0.87	OK	1.6065	5.6870	5.9096										
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	2.224	0.64	OK	-0.5659	-2.1510	2.2242	3.586	0.85	OK	-1.6350	-5.5750	5.8096										
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.250	0.64	OK	0.5937	2.1705	2.2502	3.659	0.87	OK	1.6065	5.6870	5.9096										
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	2.224	0.64	OK	-0.5659	-2.1510	2.2242	3.586	0.85	OK	-1.6350	-5.5750	5.8096										

NIVEL : BASE													NIVEL : Story1			NIVEL : Story2									
H_Piso (m) =			0.000			H_Piso (m) =			3.500			H_Piso (m) =			4.200										
NUDO			20			NUDO			20			NUDO			20										
Δ PERMITIDO (Cm) = 3.5													Δ PERMITIDO (Cm) = 4.2												
COMB	DESPLAZ NUDO			TOTAL			DERIVAS			DESPLAZ NUDO			TOTAL			DERIVAS			DESPLAZ NUDO			TOTAL			
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.029	0.01	OK	0.0185	0.0228	0.0294	0.060	0.01	OK	-0.0199	0.0871	0.0893										
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.029	0.01	OK	0.0184	0.0230	0.0295	0.060	0.01	OK	-0.0229	0.0863	0.0893										
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.030	0.01	OK	0.0184	0.0231	0.0295	0.060	0.01	OK	-0.0244	0.0860	0.0894										
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.013	0.58	OK	1.7927	0.9150	2.0127	3.682	0.88	OK	5.0864	2.5612	5.6948										
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.963	0.56	OK	-1.7585	-0.8728	1.9632	3.694	0.88	OK	-5.1235	-2.3976	5.6567										
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.013	0.58	OK	1.7927	0.9150	2.0127	3.682	0.88	OK	5.0864	2.5612	5.6948										
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.963	0.56	OK	-1.7585	-0.8728	1.9632	3.694	0.88	OK	-5.1235	-2.3976	5.6567										
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.808	0.52	OK	0.5899	1.7090	1.8079	3.311	0.79	OK	1.6073	4.8597	5.1186										
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.757	0.50	OK	-0.5556	-1.6667	1.7569	3.219	0.77	OK	-1.6444	-4.6961	4.9757										
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.808	0.52	OK	0.5899	1.7090	1.8079	3.311	0.79	OK	1.6073	4.8597	5.1186										
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.757	0.50	OK	-0.5556	-1.6667	1.7569	3.219	0.77	OK	-1.6444	-4.6961	4.9757										
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.004	0.57	OK	1.7870	0.9072	2.0041	3.692	0.88	OK	5.1002	2.5361	5.6959										
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.972	0.56	OK	-1.7643	-0.8806	1.9719	3.683	0.88	OK	-5.1096	-2.4228	5.6549										
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	2.004	0.57	OK	1.7870	0.9072	2.0041	3.692	0.88	OK	5.1002	2.5361	5.6959										
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.972	0.56	OK	-1.7643	-0.8806	1.9719	3.683	0.88	OK	-5.1096	-2.4228	5.6549										
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.799	0.51	OK	0.5841	1.7011	1.7986	3.300	0.79	OK	1.6212	4.8345	5.0991										
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.766	0.50	OK	-0.5614	-1.6745	1.7661	3.229	0.77	OK	-1.6306	-4.7213	4.9950										
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.799	0.51	OK	0.5841	1.7011	1.7986	3.300	0.79	OK	1.6212	4.8345	5.0991										
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.766	0.50	OK	-0.5614	-1.6745	1.7661	3.229	0.77	OK	-1.6306	-4.7213	4.9950										

Derivas para Umbral de daño

Se repite el procedimiento, con los mismos puntos revisados, pero ahora usando el espectro de aceleraciones horizontales elástico del umbral de daño en Engativá, cambiando la deriva máxima permitida.

$$\Delta_{max}^i \leq 0.0040 * h_{pi} \quad (A.12.5.3.1)$$

CHEQUEO DE DERIVAS															
PROYECTO : USS CALLE 80															
DERIVA = 0.4 % x H_Piso															
NIVEL : BASE H_Piso (m) = 0.000 NUDO 3					NIVEL : Story1 H_Piso (m) = 3.500 NUDO 3					NIVEL : Story2 H_Piso (m) = 4.200 NUDO 3					
Δ PERMITIDO (Cm) = 1.4					Δ PERMITIDO (Cm) = 1.68										
COMB	DESPLAZ NUDO			DERIVAS			DESPLAZ NUDO			DERIVAS			DESPLAZ NUDO		
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.031	0.02	OK	-0.0091	0.0297	0.0311	0.054	0.03	OK	-0.0248	0.0816	0.0853
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.031	0.02	OK	-0.0092	0.0292	0.0306	0.053	0.03	OK	-0.0248	0.0802	0.0839
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.030	0.02	OK	-0.0093	0.0290	0.0305	0.053	0.03	OK	-0.0247	0.0795	0.0832
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.736	0.53	OK	0.6631	0.3183	0.7355	1.184	0.70	OK	1.6978	0.8947	1.9191
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.729	0.52	OK	-0.6795	-0.2633	0.7287	1.165	0.69	OK	-1.7424	-0.7423	1.8939
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.736	0.53	OK	0.6631	0.3183	0.7355	1.184	0.70	OK	1.6978	0.8947	1.9191
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.729	0.52	OK	-0.6795	-0.2633	0.7287	1.165	0.69	OK	-1.7424	-0.7423	1.8939
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.002	0.72	OK	0.4948	0.8713	1.0020	1.762	1.05	OK	1.2658	2.4566	2.7635
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.963	0.69	OK	-0.5111	-0.8163	0.9631	1.688	1.00	OK	-1.3104	-2.3042	2.6508
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.002	0.72	OK	0.4948	0.8713	1.0020	1.762	1.05	OK	1.2658	2.4566	2.7635
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.963	0.69	OK	-0.5111	-0.8163	0.9631	1.688	1.00	OK	-1.3104	-2.3042	2.6508
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.735	0.53	OK	0.6666	0.3098	0.7351	1.181	0.70	OK	1.7063	0.8724	1.9164
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.729	0.52	OK	-0.6760	-0.2718	0.7286	1.166	0.69	OK	-1.7338	-0.7646	1.8949
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.735	0.53	OK	0.6666	0.3098	0.7351	1.181	0.70	OK	1.7063	0.8724	1.9164
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.729	0.52	OK	-0.6760	-0.2718	0.7286	1.166	0.69	OK	-1.7338	-0.7646	1.8949
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.996	0.71	OK	0.4983	0.8628	0.9964	1.751	1.04	OK	1.2743	2.4343	2.7477
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.968	0.69	OK	-0.5076	-0.8248	0.9685	1.697	1.01	OK	-1.3018	-2.3264	2.6659
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.996	0.71	OK	0.4983	0.8628	0.9964	1.751	1.04	OK	1.2743	2.4343	2.7477
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.968	0.69	OK	-0.5076	-0.8248	0.9685	1.697	1.01	OK	-1.3018	-2.3264	2.6659

NIVEL : BASE H_Piso (m) = 0.000 NUDO 6					NIVEL : Story1 H_Piso (m) = 3.500 NUDO 6					NIVEL : Story2 H_Piso (m) = 4.200 NUDO 6					
Δ PERMITIDO (Cm) = 1.4					Δ PERMITIDO (Cm) = 1.68										
COMB	DESPLAZ NUDO			DERIVAS			DESPLAZ NUDO			DERIVAS			DESPLAZ NUDO		
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.027	0.02	OK	-0.0043	0.0268	0.0271	0.048	0.03	OK	-0.0357	0.0661	0.0751
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.027	0.02	OK	-0.0047	0.0263	0.0267	0.047	0.03	OK	-0.0354	0.0647	0.0738
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.026	0.02	OK	-0.0050	0.0260	0.0265	0.047	0.03	OK	-0.0352	0.0640	0.0730
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.755	0.54	OK	0.6666	0.3555	0.7555	1.169	0.70	OK	1.6903	0.9203	1.9246
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.740	0.53	OK	-0.6741	-0.3064	0.7405	1.188	0.71	OK	-1.7549	-0.7997	1.9285
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.755	0.54	OK	0.6666	0.3555	0.7555	1.169	0.70	OK	1.6903	0.9203	1.9246
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.740	0.53	OK	-0.6741	-0.3064	0.7405	1.188	0.71	OK	-1.7549	-0.7997	1.9285
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.077	0.77	OK	0.4968	0.9552	1.0767	1.704	1.01	OK	1.2532	2.4826	2.7810
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.037	0.74	OK	-0.5043	-0.9062	1.0371	1.668	0.99	OK	-1.3178	-2.3620	2.7047
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.077	0.77	OK	0.4968	0.9552	1.0767	1.704	1.01	OK	1.2532	2.4826	2.7810
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.037	0.74	OK	-0.5043	-0.9062	1.0371	1.668	0.99	OK	-1.3178	-2.3620	2.7047
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.754	0.54	OK	0.6693	0.3478	0.7543	1.171	0.70	OK	1.7017	0.9015	1.9257
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.741	0.53	OK	-0.6714	-0.3141	0.7412	1.185	0.71	OK	-1.7434	-0.8185	1.9260
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.754	0.54	OK	0.6693	0.3478	0.7543	1.171	0.70	OK	1.7017	0.9015	1.9257
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.741	0.53	OK	-0.6714	-0.3141	0.7412	1.185	0.71	OK	-1.7434	-0.8185	1.9260
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.071	0.77	OK	0.4995	0.9475	1.0711	1.698	1.01	OK	1.2646	2.4638	2.7694
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.043	0.74	OK	-0.5016	-0.9139	1.0425	1.673	1.00	OK	-1.3063	-2.3807	2.7155
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.071	0.77	OK	0.4995	0.9475	1.0711	1.698	1.01	OK	1.2646	2.4638	2.7694
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.043	0.74	OK	-0.5016	-0.9139	1.0425	1.673	1.00	OK	-1.3063	-2.3807	2.7155

NIVEL : BASE										NIVEL : Story1										NIVEL : Story2									
H_Piso (m) =			0.000			H_Piso (m) =			3.500			H_Piso (m) =			4.200														
NUDO			17			NUDO			17			NUDO			17														
Δ PERMITIDO (Cm) = 1.4										Δ PERMITIDO (Cm) = 1.68																			
COMB	DESPLAZ NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ NUDO		TOTAL														
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)														
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.027	0.02	OK	0.0201	0.0178	0.0268	0.068	0.04	OK	-0.0343	0.0884	0.0948														
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.026	0.02	OK	0.0193	0.0179	0.0263	0.068	0.04	OK	-0.0367	0.0865	0.0940														
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.026	0.02	OK	0.0190	0.0180	0.0262	0.067	0.04	OK	-0.0380	0.0855	0.0936														
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.874	0.62	OK	0.8031	0.3459	0.8744	1.501	0.89	OK	2.1815	0.9391	2.3750														
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.828	0.59	OK	-0.7661	-0.3136	0.8278	1.548	0.92	OK	-2.2449	-0.7775	2.3757														
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.874	0.62	OK	0.8031	0.3459	0.8744	1.501	0.89	OK	2.1815	0.9391	2.3750														
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.828	0.59	OK	-0.7661	-0.3136	0.8278	1.548	0.92	OK	-2.2449	-0.7775	2.3757														
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.095	0.78	OK	0.5513	0.9461	1.0950	1.809	1.08	OK	1.4692	2.5046	2.9037														
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.049	0.75	OK	-0.5143	-0.9138	1.0486	1.751	1.04	OK	-1.5326	-2.3429	2.7997														
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.095	0.78	OK	0.5513	0.9461	1.0950	1.809	1.08	OK	1.4692	2.5046	2.9037														
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.049	0.75	OK	-0.5143	-0.9138	1.0486	1.751	1.04	OK	-1.5326	-2.3429	2.7997														
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.868	0.62	OK	0.7983	0.3396	0.8675	1.514	0.90	OK	2.1988	0.9144	2.3814														
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.835	0.60	OK	-0.7708	-0.3200	0.8346	1.533	0.91	OK	-2.2276	-0.8022	2.3676														
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.868	0.62	OK	0.7983	0.3396	0.8675	1.514	0.90	OK	2.1988	0.9144	2.3814														
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.835	0.60	OK	-0.7708	-0.3200	0.8346	1.533	0.91	OK	-2.2276	-0.8022	2.3676														
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.087	0.78	OK	0.5465	0.9397	1.0871	1.804	1.07	OK	1.4865	2.4798	2.8912														
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.056	0.75	OK	-0.5190	-0.9202	1.0565	1.755	1.04	OK	-1.5152	-2.3677	2.8110														
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.087	0.78	OK	0.5465	0.9397	1.0871	1.804	1.07	OK	1.4865	2.4798	2.8912														
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.056	0.75	OK	-0.5190	-0.9202	1.0565	1.755	1.04	OK	-1.5152	-2.3677	2.8110														

NIVEL : BASE										NIVEL : Story1										NIVEL : Story2									
H_Piso (m) =			0.000			H_Piso (m) =			3.500			H_Piso (m) =			4.200														
NUDO			20			NUDO			20			NUDO			20														
Δ PERMITIDO (Cm) = 1.4										Δ PERMITIDO (Cm) = 1.68																			
COMB	DESPLAZ NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ NUDO		TOTAL														
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)														
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.031	0.02	OK	0.0183	0.0256	0.0315	0.056	0.03	OK	-0.0202	0.0856	0.0880														
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.031	0.02	OK	0.0181	0.0257	0.0314	0.057	0.03	OK	-0.0232	0.0849	0.0880														
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.032	0.02	OK	0.0181	0.0258	0.0315	0.057	0.03	OK	-0.0247	0.0846	0.0881														
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.911	0.65	OK	0.7889	0.4555	0.9110	1.614	0.96	OK	2.1984	1.2421	2.5250														
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.858	0.61	OK	-0.7552	-0.4081	0.8584	1.625	0.97	OK	-2.2360	-1.0814	2.4838														
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.911	0.65	OK	0.7889	0.4555	0.9110	1.614	0.96	OK	2.1984	1.2421	2.5250														
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.858	0.61	OK	-0.7552	-0.4081	0.8584	1.625	0.97	OK	-2.2360	-1.0814	2.4838														
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.007	0.72	OK	0.5416	0.8495	1.0075	1.791	1.07	OK	1.4853	2.3720	2.7987														
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.949	0.68	OK	-0.5078	-0.8021	0.9493	1.736	1.03	OK	-1.5228	-2.2113	2.6849														
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.007	0.72	OK	0.5416	0.8495	1.0075	1.791	1.07	OK	1.4853	2.3720	2.7987														
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.949	0.68	OK	-0.5078	-0.8021	0.9493	1.736	1.03	OK	-1.5228	-2.2113	2.6849														
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.902	0.64	OK	0.7833	0.4470	0.9019	1.623	0.97	OK	2.2124	1.2170	2.5250														
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.868	0.62	OK	-0.7609	-0.4167	0.8675	1.615	0.96	OK	-2.2220	-1.1065	2.4823														
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.902	0.64	OK	0.7833	0.4470	0.9019	1.623	0.97	OK	2.2124	1.2170	2.5250														
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.868	0.62	OK	-0.7609	-0.4167	0.8675	1.615	0.96	OK	-2.2220	-1.1065	2.4823														
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.997	0.71	OK	0.5359	0.8409	0.9971	1.788	1.06	OK	1.4993	2.3470	2.7850														
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.960	0.69	OK	-0.5135	-0.8107	0.9596	1.738	1.03	OK	-1.5089	-2.2364	2.6978														
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.997	0.71	OK	0.5359	0.8409	0.9971	1.788	1.06	OK	1.4993	2.3470	2.7850														
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.960	0.69	OK	-0.5135	-0.8107	0.9596	1.738	1.03	OK	-1.5089	-2.2364	2.6978														

Se han verificado las derivas piso a piso en las esquinas y se ha comprobado que cumple para las distintas combinaciones de carga.

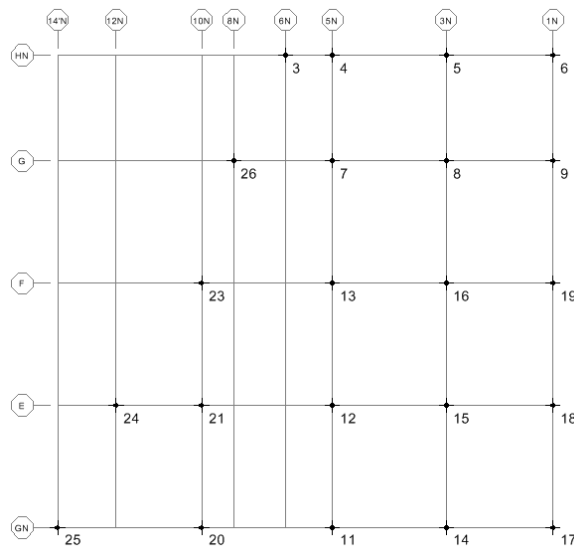
10. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ALTURA DEL EDIFICIO 1.

Se relacionan a continuación y son las presentes en el Modelo para análisis en el programa de Diseño de Estructuras ETABS 9.7.4.

Dividiendo el modelo en dos edificios, se definen las alturas, para el primer edificio se tiene que:

DESCRIPCIÓN	ALTURA (m)	ELEVACIÓN (m)
CUBIERTA	4.2	7.70
SEGUNDO PISO	3.5	3.50
BASE	0.00	0.00

10.1 PLANTA NOMENCLATURA DE LOS NODOS DE LA ESTRUCTURA PARA EL EDIFICIO 1 N+0.00m. ETABS 9.7.4



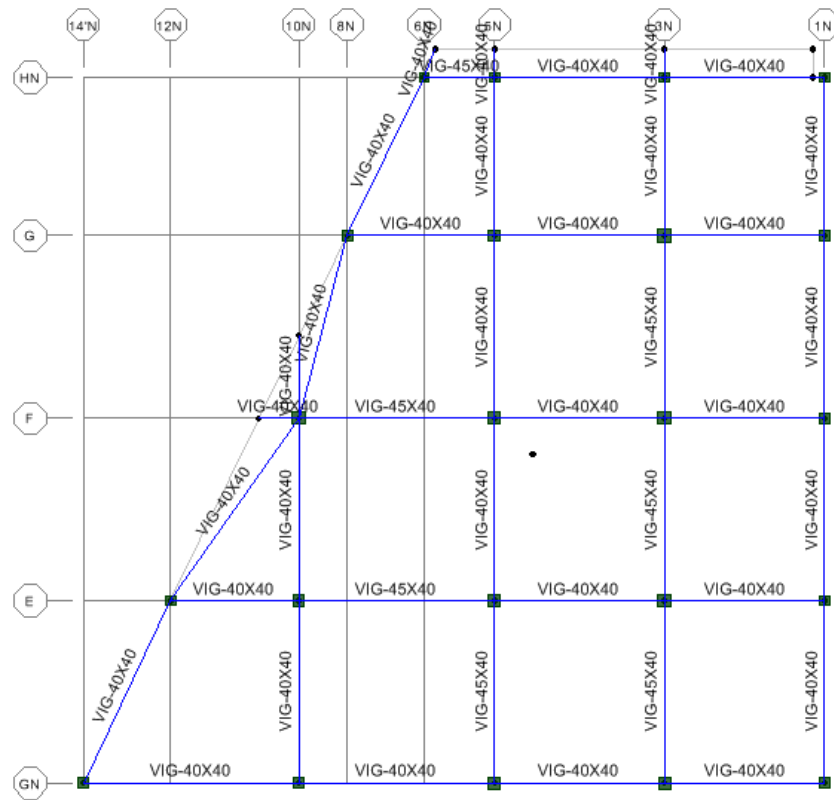
Planta numeración de nodos edificio 1 - apoyos empotrados restricciones de giro y traslación Nivel N+0.00m, Software ETABS 9.7.4

La planta de nodos en la base se diseña con apoyos empotrados, con restricciones de traslación y rotación en los ejes globales X, Y, y Z.

Las restricciones en los apoyos:

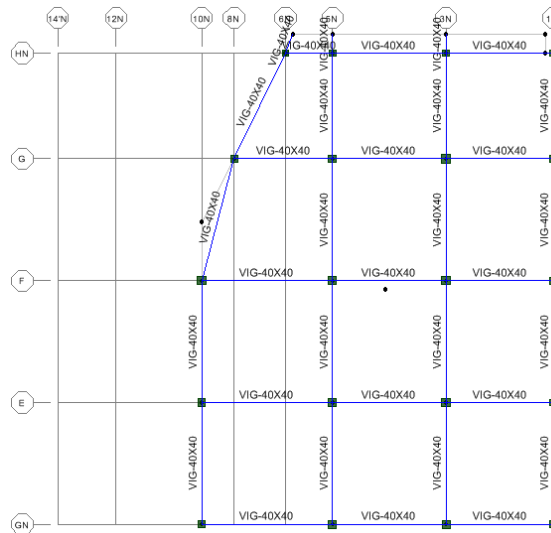
Traslación en X	Rotación en X
Traslación en Y	Rotación en Y
Traslación en Z	Rotación en Z.

10.1.1 PLANTA ESTRUCTURAL SEGUNDO PISO-EDIFICIO 1 NE+3.50m.



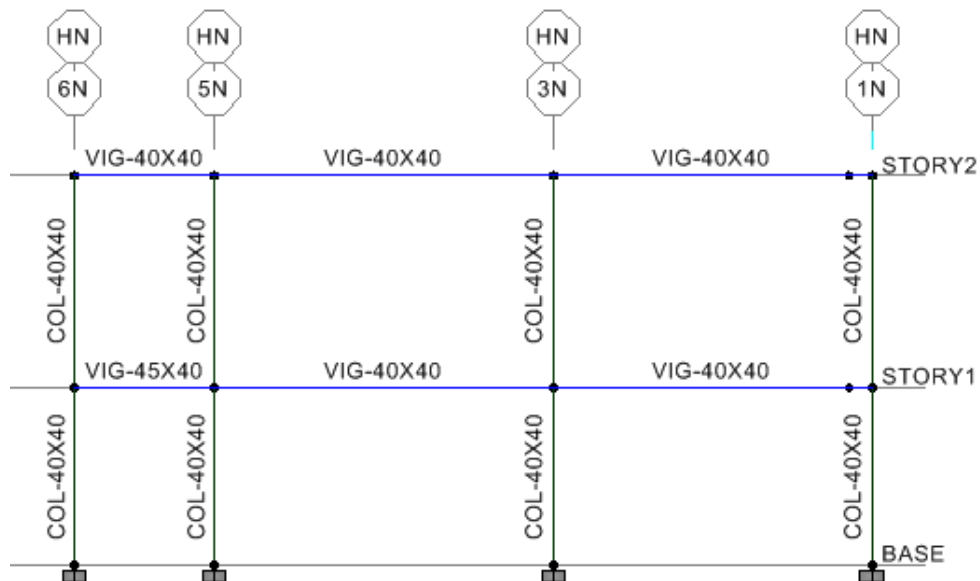
Planta estructura SEGUNDO PISO Nivel N+3.50m, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.74.

10.1.2 PLANTA ESTRUCTURAL CUBIERTA-EDIFICIO 1 NE+7.70m.



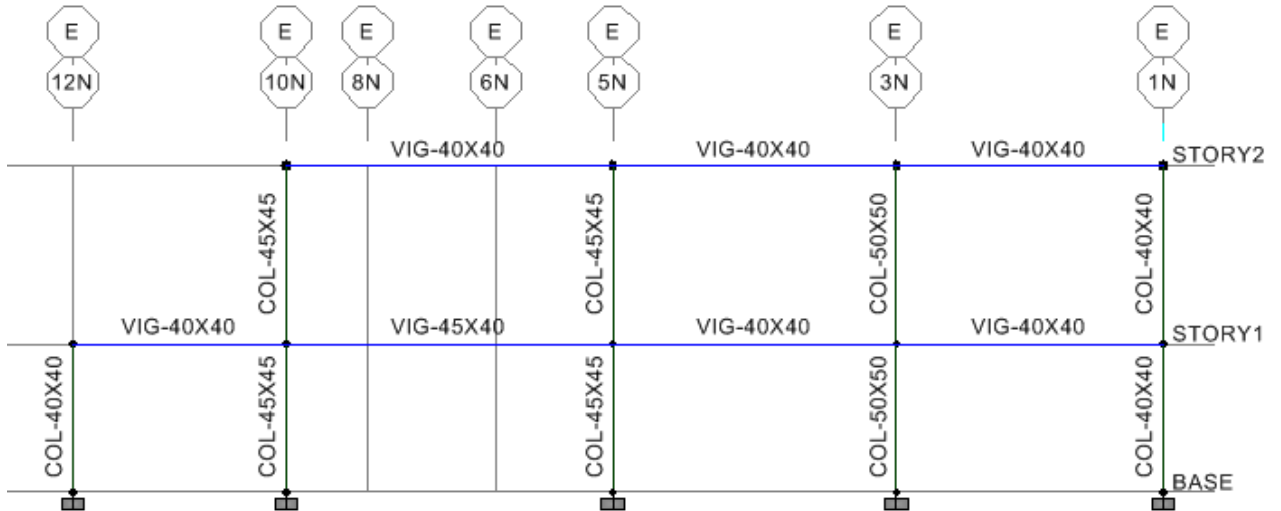
Planta estructura CUBIERTA Nivel N+7.70m, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

10.1.4 ALZADO ESTRUCTURAL EJE HN-EDIFICIO 1.



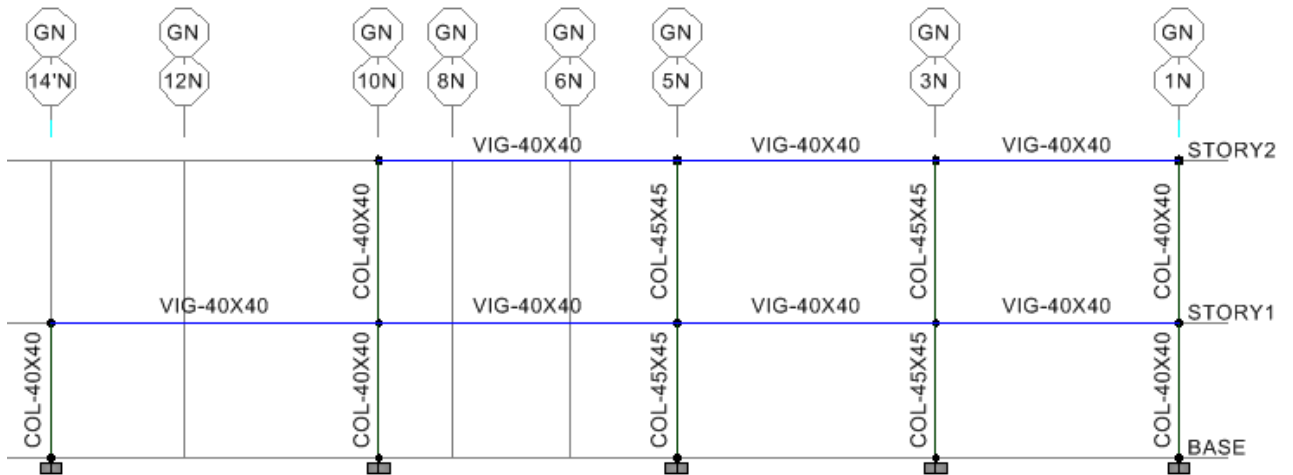
Alzado estructura EJE HN-EDIFICIO 1, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

10.1.7 ALZADO ESTRUCTURAL EJE E-EDIFICIO 1.



Alzado estructura EJE E-EDIFICIO 1, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

10.1.8 ALZADO ESTRUCTURAL EJE GN-EDIFICIO 1.



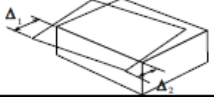
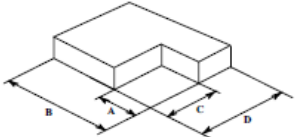
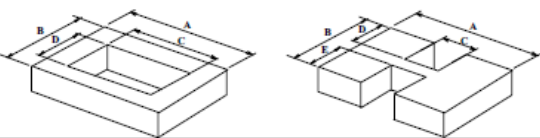
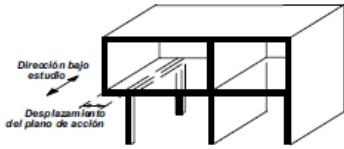
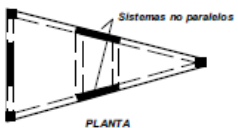
Alzado estructura EJE GN-EDIFICIO 1, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

10.2 MEZCLA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ALTURA DEL EDIFICIO 1

10.2.1 COEFICIENTES PARA IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p (NSR-10 A.3.6)

Irregularidades en planta, valores de ϕ_p . Tabla A.3.6 NSR-10

Tipo	Parámetro	ϕ_p Edificio 1
1a _p	Irregularidad Torsional	0.9
1b _p	Irregularidad Torsional Extrema	0.8
2p	Retrocesos en las Esquinas	0.9
3p	Irregularidad del Diafragma	1.0
4p	Desplazamiento de los planos de acción	0.8
5p	Sistemas no Paralelos	0.9

<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>
	
<p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p>	
	
<p>Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$ 1) $C \times D > 0.5A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$</p>	
	
<p>Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$</p>	
	
<p>Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$</p>	
 <p>PLANTA</p>	

10.3 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN PLANTA DEL EDIFICIO 1

10.3.1 DESPLAZAMIENTOS $\Delta 1$ Y $\Delta 2$ DEL DIAFRAGMA RÍGIDO DE LA EDIFICACIÓN IRREGULARIDAD TORSIONAL, Y TORSIONAL EXTREMA TIPO 1ap Y 1bp

La irregularidad torsional (1ap), se presenta cuando en la edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura (Δ), calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado es mayor de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos ($\Delta 1$ y $\Delta 2$) de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.

$$1.4 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right) \geq \Delta 1 > 1.2 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right) \Rightarrow \Phi = 0.9$$

La irregularidad torsional extrema (1bp) existe cuando la edificación con diafragma rígido, la misma deriva de piso de un mismo extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a una eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos ($\Delta 1$ y $\Delta 2$) de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.

$$\Delta 1 > 1.4 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right) \Rightarrow \Phi = 0.8$$

A continuación se anexa la tabla (Hoja electrónica Excel) con los valores para el chequeo de la irregularidad torsional tipo **1ap** y **1bp**, para tal efecto se emplea las **COMBINACIONES DE CARGAS DERIVAS** del Software de Diseño ETABS 9.7.4, previamente descritas.

Tabla. Con los desplazamientos horizontales e irregularidades evaluados en cada piso para edificio 1.

DERIVAS			Sentido x						Sentido y					
PUNTO	Dx(cm)	Dy(cm)	Δmax	Restri 1	Restri 2	Irreg. Torsional	Irreg. Torsio Ext	Φp	Δmax	Restri 1	Restri 2	Irreg. Torsional	Irreg. Torsio Ext	Φp
COMDER1														
STORY1														
3	-0.0081	0.0286												
6	-0.0033	0.0268												
17	0.0203	0.0178	-0.0228	-0.00258	-0.00301	NO	SI	0.80	0.0286	0.03324	0.03878	NO	NO	1.00
20	0.0185	0.0228												
23	-0.0228	0.0248												
STORY2														
3	-0.0128	0.0604												
6	-0.0285	0.0393												
17	-0.0543	0.0706	0.0912	0.03168	0.03696	NO	SI	0.80	0.0706	0.08094	0.09443	NO	NO	1.00
20	-0.0384	0.0643												
23	0.0912	0.0509												
COMDER10 MAX														
STORY1														
3	0.7493	1.8414												
6	0.7446	2.1794												
17	0.5937	2.1705	0.8503	0.86064	1.00408	NO	NO	1.00	2.1794	2.41248	2.81456	NO	NO	1.00
20	0.5841	1.7011												
23	0.8503	1.6784												
STORY2														
3	1.1594	3.409												
6	1.1409	3.4893												
17	1.0128	3.5165	1.6145	1.59096	1.85612	SI	NO	0.90	3.5165	3.98994	4.65493	NO	NO	1.00
20	1.0371	3.1334												
23	1.6145	3.1547												
COMDER10 MIN														
STORY1														
3	-0.7575	-1.8048												
6	-0.7453	-2.1457												
17	-0.5659	-2.151	-0.8809	-0.86538	-1.00961	SI	NO	0.90	-2.151	-2.2953	-2.67785	NO	NO	1.00
20	-0.5614	-1.6745												
23	-0.8809	-1.6473												
STORY2														
3	-1.1734	-3.3275												
6	-1.1767	-3.44												
17	-1.0691	-3.424	-1.4814	-1.53036	-1.78542	NO	NO	1.00	-3.44	-4.0605	-4.73725	NO	NO	1.00
20	-1.0692	-3.0468												
23	-1.4814	-3.0869												
COMDER11 MAX														
STORY1														
3	0.7493	1.8414												
6	0.7446	2.1794												
17	0.5937	2.1705	0.8503	0.86064	1.00408	NO	NO	1.00	2.1794	2.41248	2.81456	NO	NO	1.00
20	0.5841	1.7011												
23	0.8503	1.6784												
STORY2														
3	1.1594	3.409												
6	1.1409	3.4893												
17	1.0128	3.5165	1.6145	1.59096	1.85612	SI	NO	0.90	3.5165	3.98994	4.65493	NO	NO	1.00
20	1.0371	3.1334												
23	1.6145	3.1547												
COMDER11 MIN														
STORY1														
3	-0.7575	-1.8048												
6	-0.7453	-2.1457												
17	-0.5659	-2.151	-0.8809	-0.86538	-1.00961	SI	NO	0.90	-2.151	-2.2953	-2.67785	NO	NO	1.00
20	-0.5614	-1.6745												
23	-0.8809	-1.6473												
STORY2														
3	-1.1734	-3.3275												
6	-1.1767	-3.44												
17	-1.0691	-3.424	-1.4814	-1.53036	-1.78542	NO	NO	1.00	-3.44	-4.0605	-4.73725	NO	NO	1.00
20	-1.0692	-3.0468												
23	-1.4814	-3.0869												

COMDER9 MAX														
STORY1														
3	1.5224	0.6344	2.8237	2.76642	3.22749	SI	NO	0.90	0.9072	0.99528	1.16116	NO	NO	1.00
6	1.5237	0.7612												
17	1.8186	0.7516												
20	1.787	0.9072												
23	2.8237	0.9026												
STORY2														
3	2.3778	1.1737	5.27	5.14992	6.00824	SI	NO	0.90	1.6289	1.71882	2.00529	NO	NO	1.00
6	2.3746	1.2153												
17	3.2626	1.2358												
20	3.3132	1.6289												
23	5.27	1.6418												
COMDER9 MIN														
STORY1														
3	-1.5306	-0.5978	-2.8544	-2.77122	-3.23309	SI	NO	0.90	-0.8806	-0.96762	-1.12889	NO	NO	1.00
6	-1.5245	-0.7275												
17	-1.7908	-0.7321												
20	-1.7643	-0.8806												
23	-2.8544	-0.8715												
STORY2														
3	-2.3918	-1.0922	-5.1367	-5.0892	-5.9374	SI	NO	0.90	-1.5422	-1.61124	-1.87978	NO	NO	1.00
6	-2.4103	-1.166												
17	-3.3189	-1.1432												
20	-3.3453	-1.5422												
23	-5.1367	-1.5741												

- Evaluados los valores para desplazamiento horizontal en los pares de nodos de la estructura (6-17), (20-23), (20-17) y (3-6), en cada piso, de cada combinación de deriva, hay irregularidad torsional extrema en algunas combinaciones. Por lo tanto para este tipo de irregularidad se toma $\Phi_p = 0.8$ para el edificio 1.

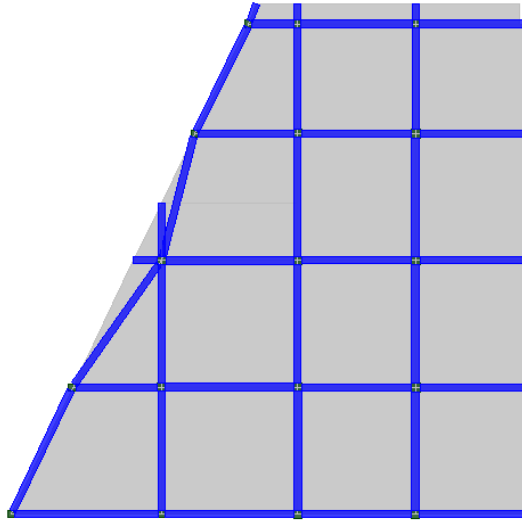
10.3.2 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN PLANTA – TIPO 2p RETROCESOS EN LAS ESQUINAS

La estructura se considera irregular cuando presenta retrocesos excesivos en sus esquinas, considerándolo excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores al 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.

$$A > 0.15B \quad C > 0.15D \Rightarrow \Phi_p = 0.9$$

A y B Corresponde a las caras localizadas en el mismo sentido de la proyección del retroceso (Paralelo al eje de análisis de la estructura)

C y D Corresponde a las caras localizadas en el sentido perpendicular a la proyección de las caras anteriores (A y B)



Planta estructural PISO 2-Edificio I , Evaluación retrocesos en las esquinas - Software ETABS 9.7.4

- Evaluados los retrocesos en las esquinas, se observa que cumple con irregularidad en planta para la estructura tipo 2P, por tanto $\Phi_p = 0.9$

10.3.3 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 3P - DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

Cuando el diafragma presenta discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50% del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50% entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.

- $C * D > 0.5A * B$ (1)
- $(C * D + C * E) > 0.5A * B$ (2)

De cumplirse esta condición (Irregularidad tipo 3P), debe aplicarse el factor de corrección $\Phi_p = 0.9$

- Este criterio no aplica para el edificio: $\Phi_p = 1.0$

10.3.4 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 4P - DISCONTINUIDAD DE LOS PLANOS DE ACCIÓN

La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o mansardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.

El valor para el coeficiente de reducción para irregularidad en planta por discontinuidad de los planos de acción Tipo 4P es: $\Phi_p = 0.8$

- Realizado el chequeo bajo las consideraciones expuestas anteriormente se tiene que **no** se presenta irregularidad en planta Tipo 4P, para el edificio 1: $\Phi_p = 1.0$

10.3.5 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 5P - SISTEMAS NO PARALELOS

Las direcciones de acción horizontal de los sistemas verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular. El valor para el coeficiente de reducción para la irregularidad en planta Tipo 5P es: $\Phi_p = 0.9$

- Realizado el chequeo bajo las consideraciones expuestas anteriormente se tiene que **si** se presenta irregularidad en planta Tipo 5P, dado que algunos planos de la estructura no son ortogonales, por lo tanto el coeficiente de reducción a emplear es: $\Phi_p = 0.9$

10.4 IRREGULARIDAD EN ALTURA (NSR-10 A.3.7)

Irregularidades en altura, valores de Φ_a . Tabla A.3.7 NSR-10

Tipo	Parámetro	Φ_a Edificio 1
1aA	Piso Flexible	0.9
1bA	Piso Flexible extremo	0.8
2A	Distribución masa	0.9
3A	Geometría	0.9
4A	Desplazamiento dentro del Plano de Acción	0.8
5aA	Piso Débil – Discontinuidad en la Resistencia	0.9
5bA	Piso Débil – Discontinuidad Extrema en la Resistencia	0.8

<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$</p>	
<p>$0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$ Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ $m_D > 1.50 m_C$</p>	
<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ $b > a$</p>	
<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

10.4.1 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 1aA y 1bA- PISO FLEXIBLE

Piso flexible (1aA), este tipo de irregularidad se presenta cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70% pero superior o igual al 60% de la rigidez del piso superior, o menor del 80% pero superior o igual al 70% del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.

$$0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D \quad (1)$$

$$0.70 \frac{(KD + KE + KF)}{3} \leq \text{Rigidez KC} < 0.80 \frac{(KD + KE + KF)}{3} \quad (2)$$

El coeficiente de reducción para este tipo de irregularidad es: $\Phi_p = 0.9$

Para piso flexible con irregularidad extrema en rigidez (IbA), se presenta cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60% de la rigidez del piso superior o menor del 70% del promedio de la rigidez de los pisos superiores, la estructura se considera irregular.

$$\text{Rigidez KC} < 0.60 \text{ Rigidez KD} \quad (1)$$

$$\text{Rigidez KD} < 0.70 \left(\frac{KD + KE + KF}{3} \right) \quad (2)$$

El coeficiente de reducción para este tipo de irregularidad es: $\Phi_a = 0.8$

- Este tipo de irregularidad en altura, piso flexible y piso flexible con irregularidad extrema en sus rigideces de Tipo 1aA e 1bA, **no** aplica para la estructura de estudio por lo tanto $\Phi_a = 1.0$

10.4.2 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 2A - IRREGULARIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN DE LAS MASAS

Aplica cuando la masa m_D de cualquier piso es mayor de 1.5 veces la masa de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular, se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.

$$m_D > 1.5m_E \quad (1)$$

$$m_D > 1.5m_C \quad (2)$$

El valor del coeficiente de reducción es de: $\Phi_a = 0.9$

Chequeo de la irregularidad en altura Tipo 2A.

La Masa de la edificación se expresa en Kg (A.3). Debe incluir la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques, y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25% de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso Ver Capítulos A.4 y A.5 NSR-10

⇒ Las estructuras no presenta irregularidad tipo 2A.”

- Evaluada la irregularidad en altura de tipo 2A (Irregularidad en la distribución de las masas), se tiene que; la estructura en estudio **no**

presenta irregularidad en altura, por lo tanto debe emplearse el coeficiente de reducción de : $\Phi_a = 1.0$

10.4.3 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 3A - GEOMETRIA

Se presenta cuando la dirección horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.

$a > 1.30b$

El coeficiente de reducción para irregularidad en altura Tipo 3A es: $\Phi_a = 0.9$

Chequeo de la irregularidad tipo 3A:

- No aplica este criterio a la estructura, se debe usar el coeficiente de reducción: $\Phi_a = 1.0$

10.4.4 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 4A – DESPLAZAMIENTOS DENTRO DEL PLANO DE ACCIÓN

La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos se eximen de esta consideración de irregularidad.

El coeficiente de reducción para irregularidad en altura Tipo 4A es: $\Phi_a = 0.8$

$b > a$

- La estructura **no** presenta irregularidad del tipo 4A, las columnas se desarrollan de manera colineal entre los dos pisos desde la cimentación hasta la cubierta de la edificación.
-

10.4.5 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 5aA Y 5bA – PISO DEBIL Y PISO DEBIL EXTREMO

Piso débil, discontinuidad en la resistencia, cuando la resistencia del piso es menor del 80% de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65%, entendiendo la resistencia del piso como la suma de la resistencia de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.

$$0.65 \text{ Resistencia del piso C} \leq \text{Resistencia piso B} < 0.80 \text{ Resistencia del piso C}$$

El coeficiente de reducción a emplear para irregularidad en altura Tipo 5aA, discontinuidad en la resistencia es: $\Phi_a = 0.9$

Para la irregularidad del Tipo 5bA, se tiene una discontinuidad extrema en la resistencia, cuando la resistencia del piso es menor del 65% de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.

$$\text{Resistencia del piso B} < 0.65 \text{ Resistencia piso C}$$

El coeficiente de reducción a emplear para irregularidad en altura Tipo 5bA, discontinuidad extrema en la resistencia es: $\Phi_a = 0.8$

La estructura en estudio **no** presenta irregularidad del tipo 5aA, y 5bA, la cual aplica para edificaciones con más de tres pisos. Sin embargo los pisos de la edificación se consideran fuertes, por tanto el coeficiente a emplear para los dos casos es: $\Phi_a = 1.0$

10.5 CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL POR PISO

Debe suponerse que la masa de todos los pisos esta desplazada transversalmente, a cualquiera de los dos lados del centro de masa una distancia igual al 5% de la dimensión de la edificación en ese piso.

Spec	Mode	Periodo(s)	DampRatio	SpecFactor
SX	1	0.662942	0.05	1
SX	2	0.6407	0.05	1
SX	3	0.567265	0.05	1
SX	4	0.208935	0.05	1
SX	5	0.201685	0.05	1
SX	6	0.191486	0.05	1
SY	1	0.662942	0.05	1
SY	2	0.6407	0.05	1
SY	3	0.567265	0.05	1
SY	4	0.208935	0.05	1
SY	5	0.201685	0.05	1
SY	6	0.191486	0.05	1

11. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS Fs.

11.1 REDUCCIÓN DEL VALOR DE "R" PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA (A.3.3.3 NSR-10)

- Para el edificio 1 se tiene:

$$R_o = 5.0 \text{ Tabla A.3.3 NSR-10}$$

$$\Omega = 3.0 \text{ Tabla A.3.3 NSR-10}$$

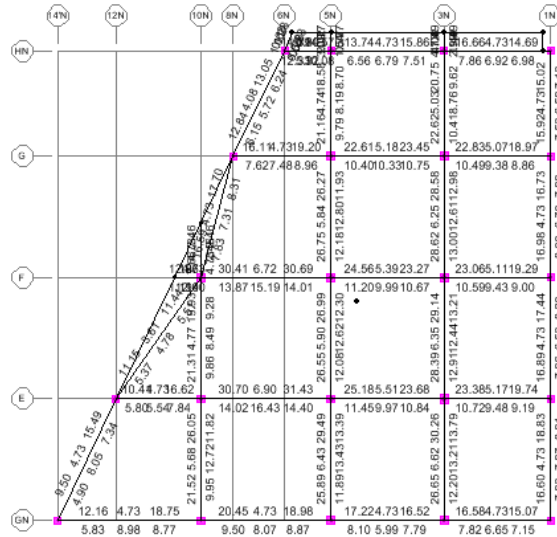
$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_o$$

$$R = 0.8 * 1.0 * 1.0 * 5.0 = 4.0$$

$$R = 4.0$$

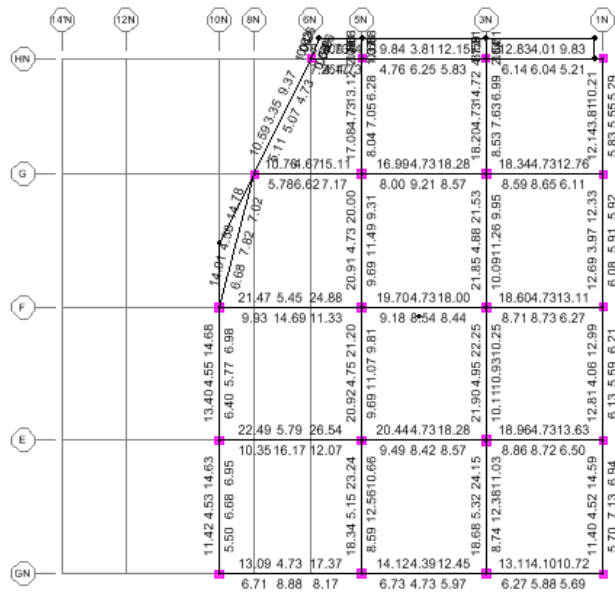
12. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO DEL EDIFICIO 1.

12.1.1 DISEÑO DE VIGAS EN CONCRETO SEGUNDO NIVEL-EDIFICIO 1 NE+3.50m.



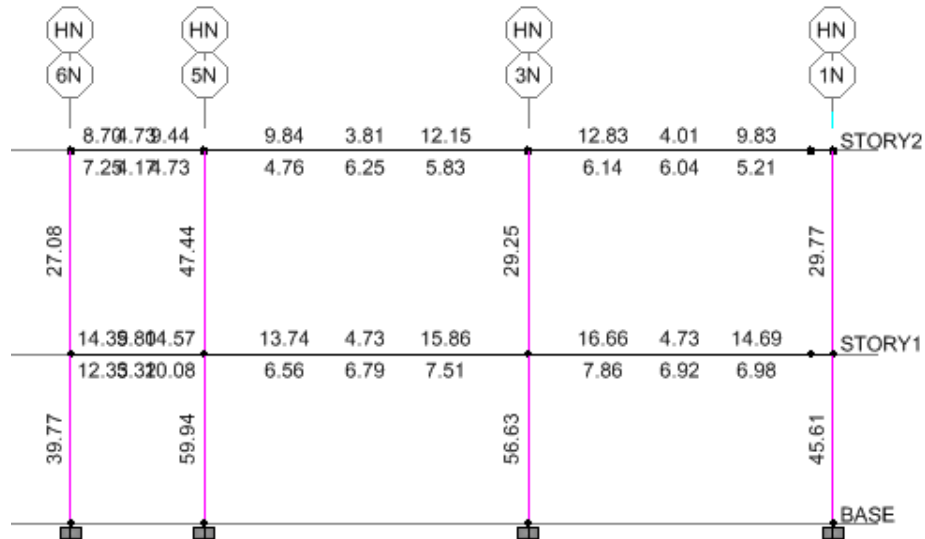
Planta diseño vigas en concreto Nivel NE+3.50m.

12.1.2 DISEÑO DE VIGAS EN CONCRETO CUBIERTA -EDIFICIO 1 NE+7.70m.



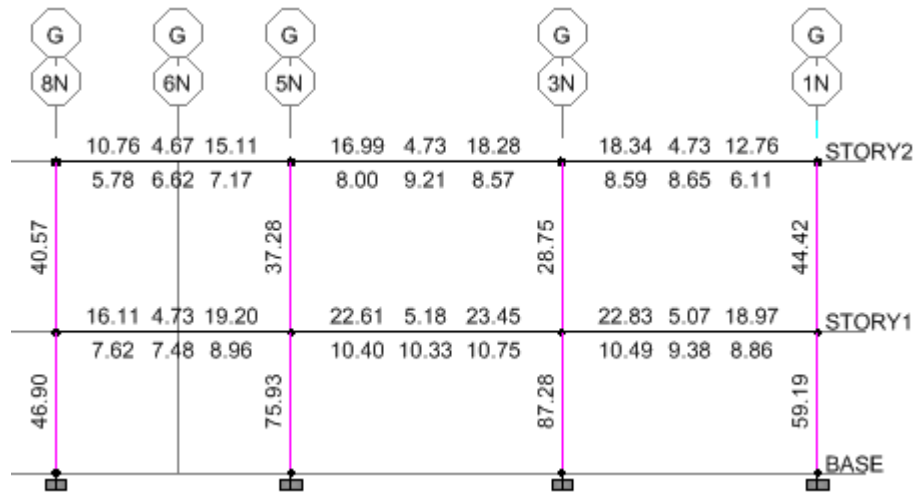
Planta diseño vigas en concreto Nivel NE+7.70m.

12.1.4 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE HN-EDIFICIO 1



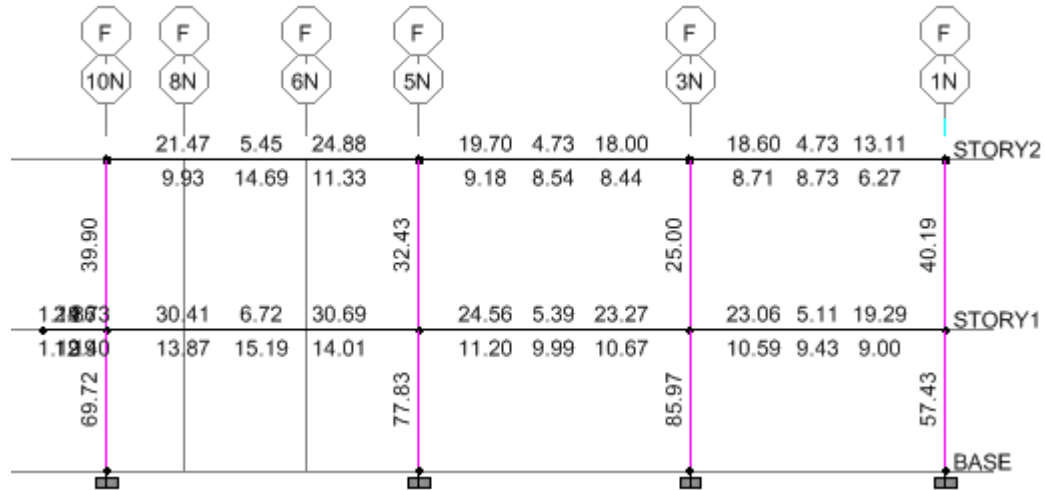
Alzado diseño de columnas en concreto EJE I-EDIFICIO 1.

12.1.5 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE G-EDIFICIO 1



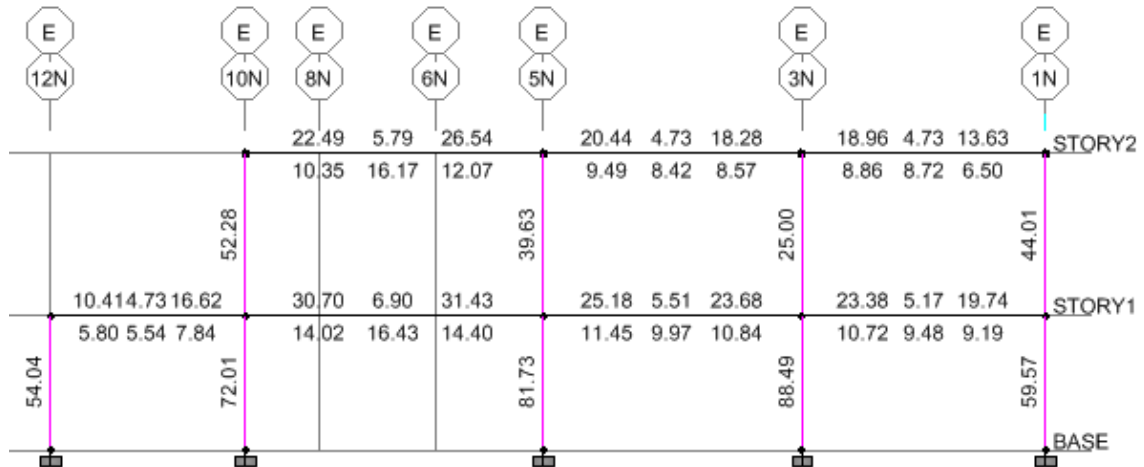
Alzado diseño de columnas en concreto EJE G-EDIFICIO 1.

12.1.6 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE G-EDIFICIO 1



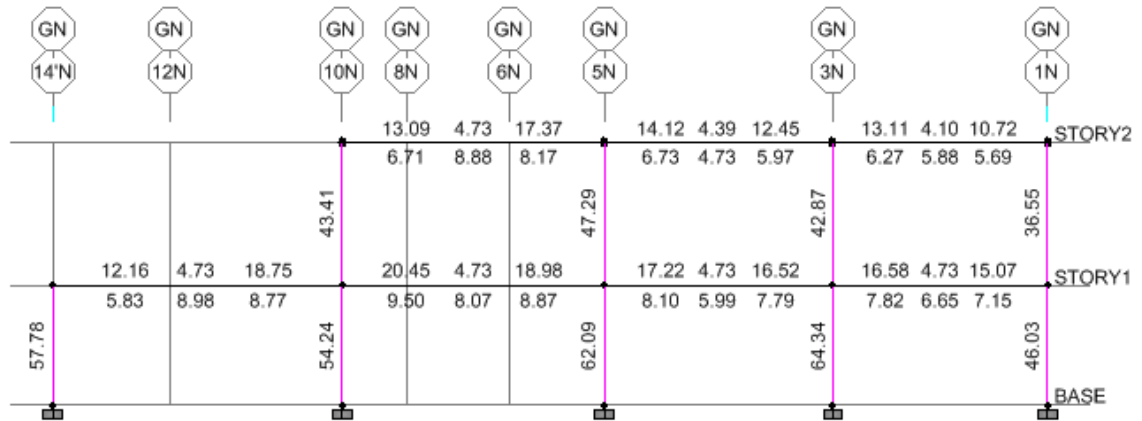
Alzado diseño de columnas en concreto EJE G-EDIFICIO 1.

12.1.7 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE E-EDIFICIO 1



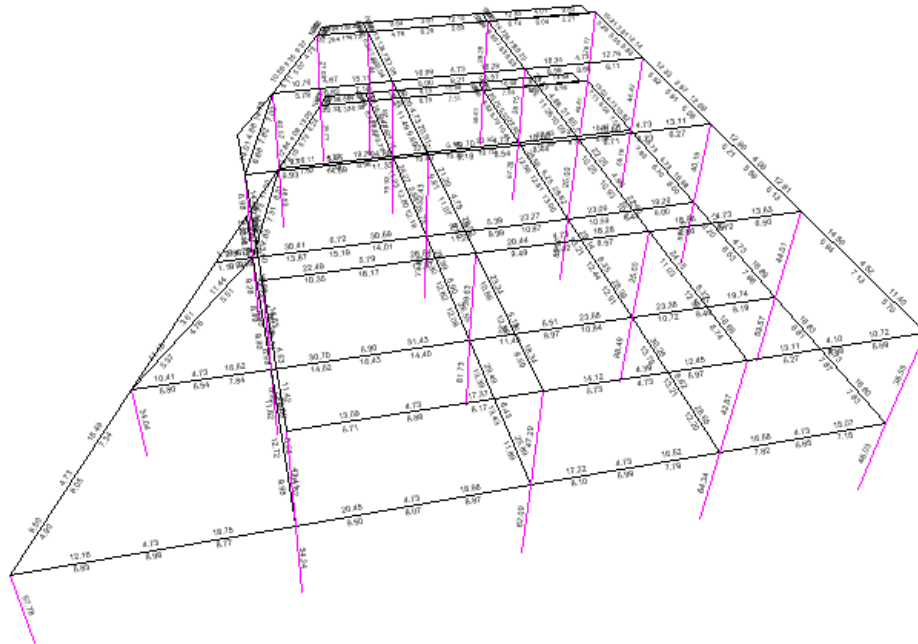
Alzado diseño de columnas en concreto EJE E-EDIFICIO 1.

12.1.8 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE GN-EDIFICIO 1



Alzado diseño de columnas en concreto EJE GN-EDIFICIO 1.

12.1.15 DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO TRIDIMENSIONALES – EDIFICIO 1



Axonometría vigas y columnas en concreto tridimensionales –EDIFICIO 1

13. DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO EN DC-CAD DE EDIFICIO 1

Para el diseño de vigas se requirió la asistencia de ETABS 9.7.4 y para el despiece de las mismas se usó DC-CAD.

13.1 DISEÑO DE VIGAS EDIFICIO 1

V1-001/STORY1

B=0.45 H=0.40 L=2.37		B=0.40 H=0.40 L=6.31		B=0.40 H=0.40 L=5.91	
Mu=-180.47 As=14.44	Mu=-182.49 As=14.61	Mu=-171.24 As=13.79	Mu=-194.87 As=15.92	Mu=-203.54 As=16.72	Mu=-181.89 As=14.74
Mu=156.54 As=12.37	Mu=129.63 As=10.11	Mu=57.08 As=4.74	Mu=64.96 As=4.94	Mu=67.85 As=5.16	Mu=60.63 As=5.24
Vu=275.63		Vu=50.52		Vu=-74.76	

V1-002/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=5.38		B=0.40 H=0.40 L=6.24		B=0.40 H=0.40 L=5.86	
Mu=-197.59 As=16.17	Mu=-230.49 As=19.27	Mu=-265.10 As=22.70	Mu=-273.23 As=23.54	Mu=-267.16 As=22.91	Mu=-228.14 As=19.04
Mu=65.86 As=5.67	Mu=76.83 As=5.87	Mu=88.37 As=6.80	Mu=91.08 As=7.01	Mu=89.05 As=6.85	Mu=76.05 As=5.81
Vu=92.03		Vu=68.39		Vu=-85.52	

V1-003/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=1.22		B=0.45 H=0.40 L=7.24		B=0.40 H=0.40 L=6.24		B=0.40 H=0.40 L=5.86	
Mu=-0.00 As=4.74	Mu=-48.43 As=4.74	Mu=-348.95 As=30.94	Mu=-352.25 As=31.31	Mu=-283.93 As=24.66	Mu=-271.50 As=23.36	Mu=-269.46 As=23.15	Mu=-231.49 As=19.36
Mu=0.00 As=4.74	Mu=9.69 As=4.74	Mu=116.32 As=9.14	Mu=117.42 As=9.14	Mu=94.64 As=7.30	Mu=90.50 As=6.97	Mu=89.82 As=6.91	Mu=77.16 As=5.90
Vu=33.23		Vu=-66.14		Vu=-73.73		Vu=-87.34	

V1-004/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=4.63		B=0.45 H=0.40 L=7.27		B=0.40 H=0.40 L=6.24		B=0.40 H=0.40 L=5.86	
Mu=-132.62 As=10.44	Mu=-203.16 As=16.68	Mu=-352.44 As=31.33	Mu=-361.23 As=32.33	Mu=-289.77 As=25.28	Mu=-275.45 As=23.77	Mu=-272.59 As=23.47	Mu=-236.09 As=19.81
Mu=72.90 As=5.62	Mu=67.72 As=5.15	Mu=117.48 As=9.89	Mu=120.41 As=9.89	Mu=96.59 As=7.46	Mu=91.82 As=7.07	Mu=90.86 As=7.00	Mu=78.70 As=6.02
Vu=104.10		Vu=57.94		Vu=-76.79		Vu=-89.69	

V1-005/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=8.10		B=0.40 H=0.40 L=7.29		B=0.40 H=0.40 L=6.26		B=0.40 H=0.40 L=5.88	
Mu=-153.10 As=12.20	Mu=-225.80 As=18.81	Mu=-243.39 As=20.52	Mu=-228.24 As=19.05	Mu=-209.61 As=17.28	Mu=-202.02 As=16.58	Mu=-202.74 As=16.64	Mu=-186.18 As=15.13
Mu=51.03 As=5.40	Mu=75.27 As=5.75	Mu=81.13 As=6.22	Mu=76.08 As=5.81	Mu=69.87 As=5.32	Mu=67.34 As=5.12	Mu=67.91 As=5.38	Mu=83.91 As=6.45
Vu=39.45		Vu=-54.99		Vu=-74.05		Vu=-86.47	

V1-006/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=7.54		B=0.40 H=0.40 L=8.37		B=0.40 H=0.40 L=7.03		B=0.40 H=0.40 L=6.55	
Mu=-121.73 As=9.53	Mu=-190.76 As=15.54	Mu=-141.42 As=11.19	Mu=-144.81 As=11.48	Mu=-202.79 As=16.65	Mu=-214.70 As=17.76	Mu=-161.01 As=12.89	Mu=-163.37 As=13.09
Mu=40.58 As=4.85	Mu=63.59 As=4.85	Mu=47.14 As=4.74	Mu=48.27 As=4.74	Mu=67.60 As=5.14	Mu=71.57 As=5.46	Mu=53.67 As=4.74	Mu=54.46 As=4.74
Vu=29.77		Vu=-26.25		Vu=-53.47		Vu=-57.76	
B=0.40 H=0.40 L=0.88							
Mu=-11.32 As=4.74	Mu=-0.00 As=4.74						
Mu=2.26 As=4.74	Mu=0.00 As=4.74						
Vu=-10.54							

V1-007/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=6.72		B=0.40 H=0.40 L=6.75		B=0.40 H=0.40 L=2.90	
Mu=-254.25 As=21.60	Mu=-298.29 As=26.20	Mu=-252.15 As=21.39	Mu=-238.10 As=20.00	Mu=-99.39 As=7.69	Mu=-0.00 As=4.74
Mu=84.75 As=7.66	Mu=99.43 As=7.69	Mu=84.05 As=6.45	Mu=79.37 As=6.08	Mu=19.88 As=4.74	Mu=0.00 As=4.74
Vu=63.83		Vu=58.35		Vu=-30.77	

V1-008/STORY1

B=0.45 H=0.40 L=6.70		B=0.40 H=0.40 L=6.78		B=0.40 H=0.40 L=6.72		B=0.40 H=0.40 L=5.86	
Mu=-302.61 As=25.99	Mu=-337.78 As=29.71	Mu=-304.38 As=26.86	Mu=-309.61 As=27.44	Mu=-306.74 As=27.12	Mu=-301.00 As=26.49	Mu=-250.57 As=21.24	Mu=-224.06 As=18.65
Mu=100.87 As=8.08	Mu=112.59 As=8.71	Mu=101.46 As=7.86	Mu=103.20 As=8.00	Mu=102.25 As=7.92	Mu=100.33 As=7.76	Mu=83.52 As=6.41	Mu=74.69 As=5.70
Vu=76.47		Vu=59.11		Vu=-59.29		Vu=-82.88	
B=0.40 H=0.40 L=0.82							
Mu=-31.12 As=4.74	Mu=-0.00 As=4.74						
Mu=6.22 As=4.74	Mu=0.00 As=4.74						
Vu=30.43							

V1-009/STORY9

B=0.45 H=0.40 L=6.67		B=0.45 H=0.40 L=6.73		B=0.45 H=0.40 L=6.67		B=0.40 H=0.40 L=5.83	
Mu=-310.05 As=26.76	Mu=-347.12 As=30.74	Mu=-326.59 As=28.50	Mu=-333.63 As=29.26	Mu=-328.74 As=28.73	Mu=-328.38 As=28.70	Mu=-265.13 As=22.71	Mu=-246.42 As=20.82
Mu=103.35 As=7.96	Mu=115.71 As=8.97	Mu=108.86 As=8.41	Mu=111.21 As=8.60	Mu=109.58 As=8.47	Mu=109.46 As=8.46	Mu=88.38 As=6.80	Mu=82.14 As=6.30
Vu=83.26		Vu=76.23		Vu=-75.42		Vu=-89.47	
B=0.40 H=0.40 L=0.82							
Mu=-60.21 As=4.74	Mu=-0.00 As=4.74						
Mu=12.04 As=4.74	Mu=0.00 As=4.74						
Vu=59.10							

V1-010/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=6.75		B=0.40 H=0.40 L=6.83		B=0.40 H=0.40 L=6.77		B=0.40 H=0.40 L=5.88	
Mu=-202.93	Mu=-226.71	Mu=-206.01	Mu=-211.93	Mu=-207.03	Mu=-204.31	Mu=-195.53	Mu=-185.56
As=16.66	As=18.90	As=16.95	As=17.50	As=17.04	As=16.79	As=15.98	As=15.07
Mu=67.64	Mu=75.57	Mu=68.67	Mu=70.64	Mu=69.01	Mu=68.10	Mu=65.18	Mu=83.92
As=5.21	As=5.77	As=5.23	As=5.38	As=5.26	As=5.18	As=4.95	As=6.45
Vu=68.41		Vu=57.14		Vu=55.65		Vu=-85.07	

V2-001/STORY2

B=0.40 H=0.40 L=2.37		B=0.40 H=0.40 L=6.31		B=0.40 H=0.40 L=5.91	
Mu=-112.12	Mu=-120.97	Mu=-125.78	Mu=-152.97	Mu=-160.85	Mu=-125.71
As=8.73	As=9.46	As=9.87	As=12.18	As=12.87	As=9.86
Mu=84.33	Mu=57.25	Mu=41.93	Mu=50.99	Mu=53.62	Mu=41.90
As=7.28	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74
Vu=169.31		Vu=35.46		Vu=55.54	

V2-002/STORY2

B=0.40 H=0.40 L=5.38		B=0.40 H=0.40 L=6.24		B=0.40 H=0.40 L=5.86	
Mu=-136.76	Mu=-186.62	Mu=-207.14	Mu=-220.88	Mu=-221.55	Mu=-160.01
As=10.79	As=15.17	As=17.05	As=18.34	As=18.41	As=12.80
Mu=47.52	Mu=62.21	Mu=69.05	Mu=73.63	Mu=73.85	Mu=53.34
As=4.74	As=4.74	As=5.54	As=5.62	As=5.64	As=5.21
Vu=71.07		Vu=50.39		Vu=68.26	

V2-003/STORY2

B=0.40 H=0.40 L=7.24		B=0.40 H=0.40 L=6.24		B=0.40 H=0.40 L=5.86	
Mu=-253.74	Mu=-286.94	Mu=-235.69	Mu=-217.94	Mu=-224.30	Mu=-164.05
As=21.55	As=24.98	As=19.77	As=18.07	As=18.67	As=13.15
Mu=84.58	Mu=95.65	Mu=78.56	Mu=72.65	Mu=74.77	Mu=54.68
As=8.84	As=8.84	As=6.01	As=5.54	As=5.71	As=5.26
Vu=49.11		Vu=-57.04		Vu=-70.78	

V2-004/STORY2

B=0.40 H=0.40 L=7.27		B=0.40 H=0.40 L=6.24		B=0.40 H=0.40 L=5.86	
Mu=-263.88	Mu=-304.22	Mu=-243.28	Mu=-220.89	Mu=-228.04	Mu=-169.93
As=22.58	As=26.85	As=20.51	As=18.35	As=19.03	As=13.67
Mu=87.96	Mu=101.41	Mu=81.09	Mu=73.63	Mu=76.01	Mu=56.64
As=9.73	As=9.73	As=6.21	As=5.62	As=5.81	As=5.25
Vu=56.07		Vu=-60.43		Vu=-73.61	

V2-005/STORY2

B=0.40 H=0.40 L=7.29		B=0.40 H=0.40 L=6.26		B=0.40 H=0.40 L=5.88	
Mu=-163.81	Mu=-211.23	Mu=-175.49	Mu=-156.53	Mu=-164.04	Mu=-136.26
As=13.13	As=17.43	As=14.16	As=12.49	As=13.15	As=10.75
Mu=54.60	Mu=70.41	Mu=58.50	Mu=52.18	Mu=54.68	Mu=64.51
As=5.34	As=5.37	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=5.28
Vu=54.75		Vu=-56.75		Vu=68.31	

V2-006/STORY2

B=0.55 H=0.40 L=6.72		B=0.55 H=0.40 L=6.76		B=0.40 H=0.40 L=6.97		B=0.40 H=0.40 L=6.58	
Mu=-144.52	Mu=-181.22	Mu=-167.34	Mu=-181.75	Mu=-174.27	Mu=-182.91	Mu=-134.74	Mu=-120.19
As=11.21	As=14.26	As=13.10	As=14.31	As=14.06	As=14.83	As=10.62	As=9.40
Mu=48.17	Mu=60.41	Mu=55.78	Mu=60.58	Mu=58.09	Mu=60.97	Mu=44.91	Mu=40.06
As=6.52	As=6.52	As=6.52	As=6.52	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74

Vu=-49.79		Vu=-47.68		Vu=-41.90		Vu=-45.74	
B=0.40 H=0.40 L=0.90							
Mu=-10.58	Mu=-0.00						
As=4.74	As=4.74						
Mu=2.12	Mu=0.00						
As=4.74	As=4.74						
Vu=-9.13							

V2-007/STORY2

B=0.40 H=0.40 L=6.70		B=0.40 H=0.40 L=6.78		B=0.40 H=0.40 L=6.72		B=0.40 H=0.40 L=5.86	
Mu=-221.48	Mu=-271.23	Mu=-248.14	Mu=-251.00	Mu=-248.14	Mu=-238.85	Mu=-208.07	Mu=-164.23
As=18.40	As=23.33	As=20.99	As=21.28	As=20.99	As=20.08	As=17.14	As=13.17
Mu=73.83	Mu=90.41	Mu=82.71	Mu=83.67	Mu=82.71	Mu=79.62	Mu=69.36	Mu=54.74
As=7.56	As=7.56	As=6.66	As=6.66	As=6.91	As=6.91	As=5.28	As=4.74
Vu=58.74		Vu=43.78		Vu=-44.06		Vu=-65.51	
B=0.40 H=0.40 L=0.82							
Mu=-27.82	Mu=-0.00						
As=4.74	As=4.74						
Mu=5.56	Mu=0.00						
As=4.74	As=4.74						
Vu=25.56							

V2-008/STORY2

B=0.40 H=0.40 L=6.77		B=0.40 H=0.40 L=6.73		B=0.40 H=0.40 L=6.67		B=0.40 H=0.40 L=5.83	
Mu=-225.13	Mu=-279.96	Mu=-258.07	Mu=-261.46	Mu=-257.54	Mu=-254.36	Mu=-220.07	Mu=-182.21
As=18.75	As=24.24	As=21.99	As=22.33	As=21.93	As=21.61	As=18.27	As=14.77
Mu=75.04	Mu=93.32	Mu=86.02	Mu=87.15	Mu=85.85	Mu=84.79	Mu=73.36	Mu=60.74
As=7.45	As=7.45	As=6.61	As=6.70	As=6.78	As=6.78	As=5.60	As=4.74
Vu=64.20		Vu=53.45		Vu=-52.92		Vu=-70.34	
B=0.40 H=0.40 L=0.82							
Mu=-53.29	Mu=-0.00						
As=4.74	As=4.74						
Mu=10.66	Mu=0.00						
As=4.74	As=4.74						
Vu=49.29							

V2-009/STORY2

B=0.40 H=0.40 L=6.75		B=0.40 H=0.40 L=6.83		B=0.40 H=0.40 L=6.77		B=0.40 H=0.40 L=5.88	
Mu=-144.29	Mu=-180.81	Mu=-160.61	Mu=-162.65	Mu=-159.30	Mu=-155.15	Mu=-152.88	Mu=-130.28
As=11.44	As=14.64	As=12.85	As=13.03	As=12.74	As=12.37	As=12.18	As=10.25
Mu=48.10	Mu=60.27	Mu=53.54	Mu=54.22	Mu=53.10	Mu=51.72	Mu=50.96	Mu=57.91
As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.85
Vu=52.26		Vu=37.72		Vu=-37.21		Vu=-62.58	

13.3 DISEÑO DE COLUMNAS EDIFICIO 1

Es 1ColumnaHN-6N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.40	.40	-102.66 116.46	-98.82 101.46	-187.77	166.50	111.84	12/#6 #7 (2.4%) 12/#6 #7 (2.4%)	0.67 0.73
STORY1	3.10	.40 1.00	.40	.40	-70.94 149.06	-46.49 132.22	-446.95	208.42	144.29	12/#6 #7 (2.4%) 12/#6 #7 (2.4%)	0.39 0.96

Es 1ColumnaHN-5N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.40	.40	-92.22 106.61	-125.00 130.09	-321.52	225.94	145.12	12/#6 #7 (2.4%) 12/#6 #7 (2.4%)	0.72 0.79
STORY1	3.10	.40 1.00	.40	.40	111.39 -175.49	14.91 -114.86	-222.50	248.85	169.01	12/#6 #7 (2.4%) 12/#6 #7 (2.4%)	0.46 0.98

Es 1ColumnaHN-3N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.40	.40	-105.38 111.61	-124.97 127.30	-409.99	165.25	151.20	12/#6 #7 (2.4%) 12/#6 #7 (2.4%)	0.76 0.79
STORY1	3.10	.40 1.00	.40	.40	-63.85 144.94	-61.89 154.77	-837.45	198.47	181.10	12/#6 #7 (2.4%) 12/#6 #7 (2.4%)	0.44 0.99

Es 1ColumnaHN-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
-------	---------	------	---	---	----	----	---	----	----	---------	------

STORY2	3.80	.40	.40	.40	-121.59	-122.34	-176.82	133.76	146.92	16/#6 (2.8%)	0.76
					122.50	123.40				16/#6 (2.8%)	0.77
STORY1	3.10	.40	.40	.40	-66.03	-61.61	-390.50	172.76	189.25	16/#6 (2.8%)	0.40
					145.48	162.67				16/#6 (2.8%)	0.96

Es 1Columna G-5N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuántia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.45	.45	-122.48	-176.74	-582.30	235.22	239.70	12/#7 #8 (2.5%)	0.66
					122.95	184.33				12/#7 #8 (2.5%)	0.67

Es 1Columna G-5N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuántia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.45	.45	-59.63	-86.12	-1162.96	285.04	274.30	12/#7 #8 (2.5%)	0.34
					-226.61	-198.12				12/#7 #8 (2.5%)	0.99

Es 1Columna G-3N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuántia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.50	.50	-158.78	-207.99	-620.86	242.68	286.85	16/#8 #7 (2.9%)	0.55
					159.79	212.18				16/#8 #7 (2.9%)	0.55
STORY1	3.10	.40	.50	.50	-76.24	-96.70	-1240.12	357.71	394.07	16/#8 #7 (2.9%)	0.28
					303.51	342.60				16/#8 #7 (2.9%)	0.98

Es 1Columna G-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuántia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.40	.40	-150.84	-134.48	-306.96	158.49	200.86	20/#5 #6 (2.9%)	0.87
					154.42	143.45				20/#5 #6 (2.9%)	0.91

STORY1	3.10	.40	.40	.40	-80.93	-77.56					20/#5 #6 (2.9%)	0.49
		1.00			154.80	172.56	-639.36	181.49	228.81		20/#5 #6 (2.9%)	1.00

Es 1Columna GN-5N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.45	.45	118.58	211.05				12/#7 #8 (2.5%)	0.72
					-131.17	-215.36	-219.58	253.16	197.08	12/#7 #8 (2.5%)	0.76
STORY1	3.10	.40	.45	.45	52.98	107.72				12/#7 #8 (2.5%)	0.35
		1.00			-212.16	-228.90	-419.39	267.81	249.08	12/#7 #8 (2.5%)	0.98

Es 1Columna E-5N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.45	.45	-203.91	-147.61				16/#7 #6 (2.7%)	0.77
					203.72	152.50	-713.78	261.66	221.49	16/#7 #6 (2.7%)	0.78
STORY1	3.10	.40	.45	.45	-88.40	-67.28				16/#7 #6 (2.7%)	0.38
		1.00			229.51	215.70	-1431.41	277.91	265.42	16/#7 #6 (2.7%)	1.00

Es 1Columna F-5N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.45	.45	-186.67	-127.86				12/#7 #8 (2.5%)	0.69
					188.26	133.01	-694.63	246.87	203.14	12/#7 #8 (2.5%)	0.70
STORY1	3.10	.40	.45	.45	-87.79	-57.39				12/#7 #8 (2.5%)	0.35
		1.00			-205.46	-203.19	-1398.41	278.72	254.02	12/#7 #8 (2.5%)	0.99

Es 1Columna GN-3N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.45	.45	154.33	215.18				20/#6 (2.8%)	0.78
					-160.34	-214.88	-189.03	248.57	202.90	20/#6 (2.8%)	0.79

STORY1	3.10	.40 1.00	.45	.45	63.21 -218.71	107.79 -241.00	-368.57	278.42	265.32	20/#6 (2.8%) 20/#6 (2.8%)	0.36 0.98
--------	------	-------------	-----	-----	------------------	-------------------	---------	--------	--------	------------------------------	--------------

Es 1ColumnaE-3N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.50	.50	-166.32 176.76	-183.49 183.14	-653.83	268.08	270.55	16/#8 #7 (2.9%) 16/#8 #7 (2.9%)	0.53 0.54
STORY1	3.10	.40 1.00	.50	.50	-72.42 -302.82	-78.01 -317.75	-1313.43	357.34	385.85	16/#8 #7 (2.9%) 16/#8 #7 (2.9%)	0.28 0.98

Es 1ColumnaF-3N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.50	.50	-157.73 164.00	-164.90 169.66	-645.23	250.73	259.45	20/#6 #7 (2.6%) 20/#6 #7 (2.6%)	0.50 0.52
STORY1	3.10	.40 1.00	.50	.50	-71.83 -299.44	-74.31 -317.94	-1301.24	353.35	383.25	20/#6 #7 (2.6%) 20/#6 #7 (2.6%)	0.28 1.00

Es 1Columna GN-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.40	.40	49.92 -56.33	135.45 -134.58	-75.48	160.05	144.90	12/#6 #7 (2.4%) 12/#6 #7 (2.4%)	0.64 0.64

Es 1Columna GN-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40 1.00	.40	.40	18.91 -124.47	69.19 -160.01	-141.50	174.18	185.73	12/#6 #7 (2.4%) 12/#6 #7 (2.4%)	0.31 0.94

Es 1ColumnaE-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.40	.40	-159.12	-125.33	-329.18	172.87	189.94	12/#7 (2.9%)	0.88
					165.02	129.26				12/#7 (2.9%)	0.90
STORY1	3.10	.40	.40	.40	-79.82	-66.53	-682.04	182.02	219.45	12/#7 (2.9%)	0.46
					158.02	166.07				12/#7 (2.9%)	1.00

Es 1ColumnaF-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.40	.40	-156.34	-111.26	-320.62	166.19	177.86	16/#6 (2.8%)	0.83
					160.65	117.43				16/#6 (2.8%)	0.86
STORY1	3.10	.40	.40	.40	-80.35	-61.78	-668.07	180.87	214.57	16/#6 (2.8%)	0.45
					155.87	163.27				16/#6 (2.8%)	0.99

Es 1Columna GN-10N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.40	.40	154.30	132.95	-102.04	168.82	148.48	12/#6 #7 (2.4%)	0.96
					-132.91	-164.29				12/#6 #7 (2.4%)	0.99
STORY1	3.10	.40	.40	.40	38.37	99.78	-329.73	207.19	172.82	12/#6 #7 (2.4%)	0.46
					-136.97	-155.72				12/#6 #7 (2.4%)	0.98

Es 1Columna E-10N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
-------	---------	------	---	---	----	----	---	----	----	---------	------

STORY2	3.80	.40	.45	.45	248.78	118.00				12/#7 #8 (2.5%)	0.80
					-254.40	-113.13	-231.49	240.91	219.16	12/#7 #8 (2.5%)	0.80
STORY1	3.10	.40	.45	.45	117.50	40.23				12/#7 #8 (2.5%)	0.34
					-246.46	-181.04	-645.64	309.29	250.28	12/#7 #8 (2.5%)	0.98

Es 1Columna F-10N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.50	.50	280.05	134.85				20/#6 (2.3%)	0.72
					-249.98	-145.71	-228.01	236.39	226.21	20/#6 (2.3%)	0.66
STORY1	3.10	.40	.50	.50	94.35	64.62				20/#6 (2.3%)	0.32
					-313.88	-272.35	-573.86	335.85	333.67	20/#6 (2.3%)	0.99

Es 1Columna E-12N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.40	.40	-65.13	-103.88				16/#6 (2.8%)	0.52
					149.83	157.60	-306.52	260.75	206.67	16/#6 (2.8%)	0.96

Es 1Columna GN-14'N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.40	.40	164.49	93.56				20/#6 (3.6%)	0.71
					-210.95	-146.91	-92.24	259.22	173.24	20/#6 (3.6%)	0.98

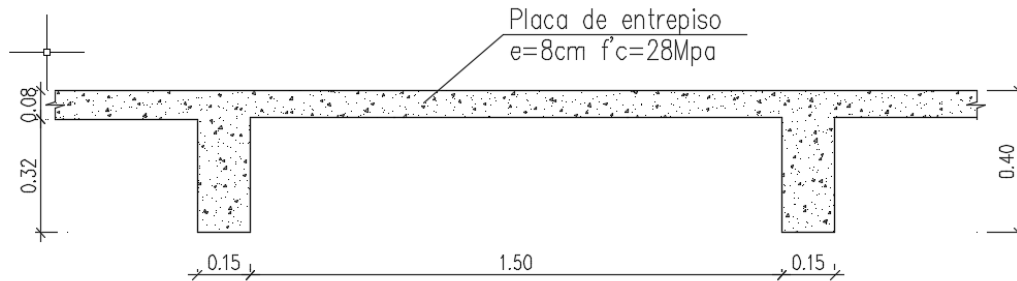
Es 1Columna G-8N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY2	3.80	.40	.40	.40	135.53	62.25				12/#6 (2.1%)	0.72
					-141.19	-70.54	-165.27	158.65	174.47	12/#6 (2.1%)	0.75

14. DISEÑO DE PLACA ALIGERADA DEL EDIFICIO 1

14.1 DISEÑO DE VIGUETAS

- $f'c = 28\text{MPa}$. 280Kg/cm²
- $Fy = 420\text{MPa}$. 4200Kg/cm²



Se utiliza la tabla B.4.2.1.1 y la tabla 4.1.1, para obtener las cargas vivas y muertas por área, y se multiplica por el ancho aferente de las viguetas, que es de 1.50m, aunque como parámetro conservador se utilizara 1.60m de ancho aferente; se divide en 2 debido a que hay viguetas en ambos sentidos.

	Carga KN/m ²	Carga KN/m	Carga ton/m
D	8.02	6.416	0.6540
L	4	3.2	0.3262
		9.62	0.98

Con la asistencia de DC-CAD se modelan las viguetas.

14.1.1 DISEÑO DE VIGUETAS DEL EDIFICIO 1

VT1-001/

B=0.15 H=0.40 L=3.25		B=0.15 H=0.40 L=6.31		B=0.15 H=0.40 L=5.91	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-34.31 As=2.63	Mu=-32.72 As=2.51	Mu=-53.04 As=4.18	Mu=-52.48 As=4.14	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=2.90 As=1.78	Mu=6.86 As=1.78	Mu=10.91 As=1.78	Mu=17.68 As=1.78	Mu=10.50 As=1.78	Mu=5.79 As=1.78
Vu=-11.18		Vu=-4.48		Vu=9.85	

VT1-002/

B=0.15 H=0.40 L=3.98		B=0.15 H=0.40 L=6.31		B=0.15 H=0.40 L=5.91	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-36.29 As=2.79	Mu=-35.31 As=2.71	Mu=-52.80 As=4.16	Mu=-52.22 As=4.11	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=3.90 As=1.78	Mu=7.26 As=1.78	Mu=11.77 As=1.78	Mu=17.60 As=1.78	Mu=10.44 As=1.78	Mu=5.82 As=1.78
Vu=-9.93		Vu=-4.29		Vu=9.81	

VT1-003/

B=0.15 H=0.40 L=4.71		B=0.15 H=0.40 L=6.31		B=0.15 H=0.40 L=5.91	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-40.01 As=3.10	Mu=-39.70 As=3.07	Mu=-52.27 As=4.12	Mu=-51.62 As=4.06	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=4.82 As=1.78	Mu=8.00 As=1.78	Mu=13.23 As=1.78	Mu=17.42 As=1.78	Mu=10.32 As=1.79	Mu=5.86 As=1.79
Vu=-9.40		Vu=-3.87		Vu=9.71	

VT1-004/

B=0.15 H=0.40 L=0.32		B=0.15 H=0.40 L=5.95		B=0.15 H=0.40 L=6.29		B=0.15 H=0.40 L=5.88	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-0.67 As=1.78	Mu=-10.03 As=1.78	Mu=-50.17 As=3.94	Mu=-51.00 As=4.01	Mu=-49.82 As=3.91	Mu=-48.90 As=3.83	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=0.00 As=1.78	Mu=0.13 As=1.78	Mu=10.03 As=2.11	Mu=16.72 As=2.11	Mu=17.00 As=1.78	Mu=16.61 As=1.78	Mu=9.78 As=2.10	Mu=6.35 As=2.10
Vu=-2.09		Vu=-9.28		Vu=2.89		Vu=9.31	

VT1-005/

B=0.15 H=0.40 L=0.50		B=0.15 H=0.40 L=6.41		B=0.15 H=0.40 L=6.29		B=0.15 H=0.40 L=5.88	
Mu=-11.97 As=1.78	Mu=-42.88 As=3.33	Mu=-46.60 As=3.64	Mu=-43.56 As=3.39	Mu=-43.60 As=3.39	Mu=-50.72 As=3.99	Mu=-49.92 As=3.92	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=0.00 As=1.78	Mu=8.58 As=1.78	Mu=15.53 As=1.78	Mu=14.52 As=1.78	Mu=14.53 As=1.78	Mu=16.91 As=1.78	Mu=9.98 As=2.04	Mu=6.26 As=2.04
Vu=-61.81		Vu=3.21		Vu=-3.27		Vu=9.48	

VT1-006/

B=0.15 H=0.40 L=0.63		B=0.15 H=0.40 L=0.10		B=0.15 H=0.40 L=6.87		B=0.15 H=0.40 L=6.29	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-2.60 As=1.78	Mu=-28.60 As=2.28	Mu=-40.82 As=3.16	Mu=-55.71 As=4.41	Mu=-45.74 As=3.57	Mu=-46.03 As=3.59	Mu=-50.39 As=3.96
Mu=0.00 As=1.78	Mu=0.52 As=1.78	Mu=9.53 As=1.78	Mu=13.61 As=1.78	Mu=18.57 As=1.78	Mu=15.25 As=1.78	Mu=15.34 As=1.78	Mu=16.80 As=1.78
Vu=-4.12		Vu=-125.66		Vu=3.33		Vu=-3.01	
B=0.15 H=0.40 L=5.88							
Mu=-49.55 As=3.89	Mu=-0.00 As=1.78						
Mu=9.91 As=1.82	Mu=5.91 As=1.82						
Vu=9.42							

VT1-007/

B=0.15 H=0.40 L=0.99		B=0.15 H=0.40 L=0.95		B=0.15 H=0.40 L=7.32		B=0.15 H=0.40 L=6.29	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-6.41 As=1.78	Mu=-18.45 As=1.78	Mu=-56.35 As=4.47	Mu=-55.55 As=4.40	Mu=-51.30 As=4.04	Mu=-52.07 As=4.10	Mu=-49.56 As=3.89
Mu=0.00 As=1.78	Mu=1.28 As=1.78	Mu=11.27 As=1.78	Mu=18.78 As=1.78	Mu=18.52 As=1.88	Mu=17.10 As=1.88	Mu=17.36 As=1.78	Mu=16.52 As=1.78
Vu=-6.47		Vu=-43.11		Vu=2.27		Vu=3.11	
B=0.15 H=0.40 L=5.88							
Mu=-48.61 As=3.81	Mu=-0.00 As=1.78						
Mu=9.72 As=1.86	Mu=5.97 As=1.86						
Vu=9.26							

VT1-008/

B=0.15 H=0.40 L=0.58		B=0.15 H=0.40 L=2.20		B=0.15 H=0.40 L=7.32		B=0.15 H=0.40 L=6.29	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-2.20 As=1.78	Mu=-10.25 As=1.78	Mu=-51.24 As=4.03	Mu=-48.61 As=3.81	Mu=-53.34 As=4.21	Mu=-54.27 As=4.29	Mu=-49.32 As=3.87
Mu=0.00 As=1.78	Mu=0.44 As=1.78	Mu=10.25 As=1.78	Mu=17.08 As=1.78	Mu=16.20 As=2.02	Mu=17.78 As=2.02	Mu=18.09 As=1.78	Mu=16.44 As=1.78
Vu=-3.79		Vu=-21.41		Vu=-2.41		Vu=3.55	
B=0.15 H=0.40 L=5.88							
Mu=-48.33 As=3.79	Mu=-0.00 As=1.78						
Mu=9.67 As=1.87	Mu=5.99 As=1.87						
Vu=9.21							

VT1-009/

B=0.15 H=0.40 L=0.18		B=0.15 H=0.40 L=3.44		B=0.15 H=0.40 L=7.32		B=0.15 H=0.40 L=6.29	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-0.21 As=1.78	Mu=-9.97 As=1.78	Mu=-49.86 As=3.91	Mu=-47.59 As=3.72	Mu=-54.12 As=4.28	Mu=-55.11 As=4.36	Mu=-49.33 As=3.87
Mu=0.00 As=1.78	Mu=0.04 As=1.78	Mu=9.97 As=1.78	Mu=16.62 As=1.78	Mu=15.86 As=2.08	Mu=18.04 As=2.08	Mu=18.37 As=1.78	Mu=16.44 As=1.78
Vu=-1.18		Vu=-14.90		Vu=-1.94		Vu=3.71	
B=0.15 H=0.40 L=5.88							
Mu=-48.35 As=3.79	Mu=-0.00 As=1.78						
Mu=9.67 As=1.87	Mu=5.99 As=1.87						
Vu=9.22							

VT1-010/

B=0.15 H=0.40 L=5.63		B=0.15 H=0.40 L=7.30		B=0.15 H=0.40 L=6.26		B=0.15 H=0.40 L=5.88	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-59.06 As=4.70	Mu=-58.58 As=4.66	Mu=-51.88 As=4.09	Mu=-52.91 As=4.17	Mu=-49.87 As=3.92	Mu=-48.97 As=3.84	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=6.48 As=1.78	Mu=11.81 As=1.78	Mu=19.53 As=2.09	Mu=17.29 As=2.09	Mu=17.64 As=1.78	Mu=16.62 As=1.78	Mu=9.79 As=2.12	Mu=6.38 As=2.12
Vu=-11.50		Vu=2.95		Vu=3.34		Vu=9.32	

VT1-011/

B=0.15 H=0.40 L=6.40		B=0.15 H=0.40 L=7.30		B=0.15 H=0.40 L=6.26		B=0.15 H=0.40 L=5.88	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-66.06 As=5.32	Mu=-66.30 As=5.34	Mu=-50.77 As=3.99	Mu=-51.70 As=4.07	Mu=-50.26 As=3.95	Mu=-49.40 As=3.88	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=7.50 As=2.36	Mu=13.21 As=2.36	Mu=22.10 As=2.03	Mu=16.92 As=2.03	Mu=17.23 As=1.78	Mu=16.75 As=1.78	Mu=9.88 As=2.11	Mu=6.37 As=2.11
Vu=-11.39		Vu=4.31		Vu=3.10		Vu=9.39	

VT1-012/

B=0.15 H=0.40 L=7.31		B=0.15 H=0.40 L=7.30		B=0.15 H=0.40 L=6.26		B=0.15 H=0.40 L=5.88	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-76.92 As=6.30	Mu=-77.98 As=6.40	Mu=-48.99 As=3.84	Mu=-49.76 As=3.91	Mu=-50.83 As=4.00	Mu=-50.05 As=3.93	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=8.67 As=3.16	Mu=15.38 As=3.16	Mu=25.99 As=1.97	Mu=16.33 As=1.93	Mu=16.59 As=1.78	Mu=16.94 As=1.78	Mu=10.01 As=2.10	Mu=6.35 As=2.10
Vu=-11.64		Vu=6.37		Vu=-3.55		Vu=9.50	

VT1-013/

B=0.15 H=0.40 L=3.74	
Mu=-0.00	Mu=-0.00
As=1.78	As=1.78
Mu=4.89	Mu=4.89
As=1.78	As=1.78
Vu=0.00	

VT1-014/

B=0.15 H=0.40 L=6.75	
Mu=-0.00	Mu=-0.00
As=1.78	As=1.78
Mu=8.83	Mu=8.83
As=4.14	As=4.14
Vu=0.00	

VT1-015/

B=0.15 H=0.40 L=6.75		B=0.15 H=0.40 L=2.14		B=0.15 H=0.40 L=0.96	
Mu=-0.00	Mu=-55.96	Mu=-59.31	Mu=-12.86	Mu=-6.03	Mu=-0.00
As=1.78	As=4.43	As=4.72	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Mu=7.00	Mu=11.19	Mu=19.77	Mu=11.86	Mu=1.21	Mu=0.00
As=2.55	As=2.55	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Vu=-9.32		Vu=23.31		Vu=6.28	

VT1-016/

B=0.15 H=0.40 L=6.75		B=0.15 H=0.40 L=4.38		B=0.15 H=0.40 L=1.76	
Mu=-0.00	Mu=-56.41	Mu=-58.58	Mu=-11.72	Mu=-8.31	Mu=-0.00
As=1.78	As=4.47	As=4.66	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Mu=7.07	Mu=11.28	Mu=19.53	Mu=11.72	Mu=9.43	Mu=2.20
As=2.60	As=2.60	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Vu=-9.39		Vu=15.01		Vu=5.13	

VT1-017/

B=0.15 H=0.40 L=6.73		B=0.15 H=0.40 L=6.77		B=0.15 H=0.40 L=5.47	
Mu=-0.00	Mu=-63.09	Mu=-64.30	Mu=-48.24	Mu=-48.11	Mu=-0.00
As=1.78	As=5.05	As=5.16	As=3.78	As=3.77	As=1.78
Mu=7.10	Mu=12.62	Mu=21.43	Mu=16.08	Mu=9.62	Mu=5.40
As=2.63	As=2.63	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Vu=-10.37		Vu=5.01		Vu=9.75	

VT1-018/

B=0.15 H=0.40 L=6.73		B=0.15 H=0.40 L=6.77		B=0.15 H=0.40 L=6.75		B=0.15 H=0.40 L=2.15	
Mu=-0.00	Mu=-62.71	Mu=-63.96	Mu=-50.68	Mu=-50.42	Mu=-42.09	Mu=-45.59	Mu=-2.35
As=1.78	As=5.02	As=5.13	As=3.98	As=3.96	As=3.27	As=3.56	As=1.78
Mu=7.21	Mu=12.54	Mu=21.32	Mu=16.89	Mu=16.81	Mu=14.03	Mu=9.12	Mu=2.22
As=2.71	As=2.71	As=1.78	As=1.78	As=1.79	As=1.79	As=1.78	As=1.78
Vu=-10.32		Vu=4.48		Vu=3.55		Vu=20.11	

VT1-019/

B=0.15 H=0.40 L=6.73		B=0.15 H=0.40 L=6.77		B=0.15 H=0.40 L=6.75		B=0.15 H=0.40 L=5.23	
Mu=-0.00	Mu=-63.27	Mu=-64.46	Mu=-50.20	Mu=-49.98	Mu=-49.60	Mu=-49.99	Mu=-0.00
As=1.78	As=5.07	As=5.17	As=3.94	As=3.92	As=3.89	As=3.93	As=1.78
Mu=7.21	Mu=12.65	Mu=21.49	Mu=16.73	Mu=16.66	Mu=16.53	Mu=10.00	Mu=5.46
As=2.71	As=2.71	As=1.78	As=1.78	As=1.80	As=1.80	As=1.78	As=1.78
Vu=-10.40		Vu=4.85		Vu=2.50		Vu=10.47	

VT1-020/

B=0.15 H=0.40 L=6.73		B=0.15 H=0.40 L=6.77		B=0.15 H=0.40 L=6.75		B=0.15 H=0.40 L=5.86	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-63.50 As=5.09	Mu=-64.66 As=5.19	Mu=-49.60 As=3.89	Mu=-49.45 As=3.88	Mu=-54.43 As=4.30	Mu=-54.34 As=4.30	Mu=-10.87 As=1.78
Mu=7.21 As=2.70	Mu=12.70 As=2.70	Mu=21.55 As=1.78	Mu=16.53 As=1.78	Mu=16.48 As=1.78	Mu=18.14 As=1.78	Mu=18.11 As=1.91	Mu=10.87 As=1.91
Vu=-10.43		Vu=5.00		Vu=-3.40		Vu=9.65	
B=0.15 H=0.40 L=0.77							
Mu=-3.88 As=1.78	Mu=-0.00 As=1.78						
Mu=0.78 As=1.78	Mu=0.00 As=1.78						
Vu=5.04							

VT1-021/

B=0.15 H=0.40 L=6.75		B=0.15 H=0.40 L=6.83		B=0.15 H=0.40 L=6.77		B=0.15 H=0.40 L=5.89	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-64.68 As=5.19	Mu=-65.70 As=5.28	Mu=-50.72 As=3.99	Mu=-50.61 As=3.98	Mu=-54.67 As=4.32	Mu=-54.54 As=4.31	Mu=-10.91 As=1.78
Mu=7.20 As=2.70	Mu=12.94 As=2.70	Mu=21.90 As=1.78	Mu=16.91 As=1.78	Mu=16.87 As=1.78	Mu=18.22 As=1.78	Mu=18.18 As=1.94	Mu=10.91 As=1.94
Vu=-10.58		Vu=4.94		Vu=-3.28		Vu=9.64	
B=0.15 H=0.40 L=0.77							
Mu=-3.88 As=1.78	Mu=-0.00 As=1.78						
Mu=0.78 As=1.78	Mu=0.00 As=1.78						
Vu=5.04							

VT2-001/

B=0.15 H=0.40 L=3.25		B=0.15 H=0.40 L=6.31		B=0.15 H=0.40 L=5.91	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-34.31 As=2.63	Mu=-32.72 As=2.51	Mu=-53.04 As=4.18	Mu=-52.48 As=4.14	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=2.90 As=1.78	Mu=6.86 As=1.78	Mu=10.91 As=1.78	Mu=17.68 As=1.78	Mu=10.50 As=1.78	Mu=5.79 As=1.78
Vu=-11.18		Vu=-4.48		Vu=9.85	

VT2-002/

B=0.15 H=0.40 L=4.41		B=0.15 H=0.40 L=5.91	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-46.48 As=3.63	Mu=-44.96 As=3.50	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=1.60 As=1.78	Mu=9.30 As=1.78	Mu=8.99 As=2.01	Mu=6.20 As=2.01
Vu=-10.85		Vu=8.62	

VT2-003/

B=0.15 H=0.40 L=3.98		B=0.15 H=0.40 L=0.60	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-0.64 As=1.78	Mu=-2.35 As=1.78	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=5.10 As=1.78	Mu=2.97 As=1.78	Mu=0.47 As=1.78	Mu=0.00 As=1.78
Vu=-0.90		Vu=3.92	

VT2-004/

B=0.15 H=0.40 L=4.71		B=0.15 H=0.40 L=0.60	
Mu=-0.00	Mu=-0.10	Mu=-2.35	Mu=-0.00
As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Mu=6.07	Mu=3.91	Mu=0.47	Mu=0.00
As=1.92	As=1.92	As=1.78	As=1.78
Vu=-0.77		Vu=3.92	

VT2-005/

B=0.15 H=0.40 L=0.32		B=0.15 H=0.40 L=5.98		B=0.15 H=0.40 L=0.60	
Mu=-0.00	Mu=-0.67	Mu=-12.93	Mu=-12.93	Mu=-2.35	Mu=-0.00
As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Mu=0.00	Mu=0.13	Mu=12.93	Mu=12.93	Mu=0.47	Mu=0.00
As=1.78	As=1.78	As=3.12	As=3.12	As=1.78	As=1.78
Vu=-2.09		Vu=-0.47		Vu=3.92	

VT2-006/

B=0.15 H=0.40 L=0.47		B=0.15 H=0.40 L=6.41		B=0.15 H=0.40 L=0.60	
Mu=-0.00	Mu=-1.44	Mu=-14.72	Mu=-14.72	Mu=-2.35	Mu=-0.00
As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Mu=0.00	Mu=0.29	Mu=14.72	Mu=14.72	Mu=0.47	Mu=0.00
As=1.78	As=1.78	As=3.60	As=3.60	As=1.78	As=1.78
Vu=-3.07		Vu=-0.34		Vu=3.92	

VT2-007/

B=0.15 H=0.40 L=0.35		B=0.15 H=0.40 L=6.87		B=0.15 H=0.40 L=0.60	
Mu=-0.00	Mu=-0.80	Mu=-16.89	Mu=-16.89	Mu=-2.35	Mu=-0.00
As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Mu=0.00	Mu=0.16	Mu=16.89	Mu=16.89	Mu=0.47	Mu=0.00
As=1.78	As=1.78	As=4.21	As=4.21	As=1.78	As=1.78
Vu=-2.29		Vu=-0.40		Vu=3.92	

VT2-008/

B=0.15 H=0.40 L=7.32		B=0.15 H=0.40 L=0.60	
Mu=-0.00	Mu=-0.00	Mu=-2.35	Mu=-0.00
As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Mu=12.96	Mu=7.39	Mu=0.47	Mu=0.00
As=4.99	As=4.99	As=1.78	As=1.78
Vu=-0.96		Vu=3.92	

VT2-009/

B=0.15 H=0.40 L=7.32		B=0.15 H=0.40 L=6.31		B=0.15 H=0.40 L=5.91	
Mu=-0.00	Mu=-68.79	Mu=-70.92	Mu=-47.91	Mu=-46.74	Mu=-0.00
As=1.78	As=5.56	As=5.75	As=3.75	As=3.65	As=1.78
Mu=10.58	Mu=13.76	Mu=23.64	Mu=15.97	Mu=9.35	Mu=6.16
As=3.25	As=3.25	As=1.79	As=1.78	As=1.98	As=1.98
Vu=-10.79		Vu=6.98		Vu=8.91	

VT2-010/

B=0.15 H=0.40 L=6.75		B=0.15 H=0.40 L=6.83		B=0.15 H=0.40 L=5.50	
Mu=-0.00	Mu=-64.27	Mu=-65.33	Mu=-49.41	Mu=-49.31	Mu=-0.00
As=1.78	As=5.16	As=5.25	As=3.88	As=3.87	As=1.78
Mu=7.10	Mu=12.85	Mu=21.78	Mu=16.47	Mu=9.86	Mu=5.40
As=2.63	As=2.63	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Vu=-10.52		Vu=4.95		Vu=9.91	

VT2-011/

B=0.15 H=0.40 L=6.75		B=0.15 H=0.40 L=6.83		B=0.15 H=0.40 L=6.77		B=0.15 H=0.40 L=2.14	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-63.89 As=5.12	Mu=-64.99 As=5.22	Mu=-51.84 As=4.08	Mu=-51.62 As=4.06	Mu=-42.01 As=3.26	Mu=-45.49 As=3.55	Mu=-2.36 As=1.78
Mu=7.21 As=2.70	Mu=12.78 As=2.70	Mu=21.66 As=1.78	Mu=17.28 As=1.78	Mu=17.21 As=1.78	Mu=14.00 As=1.78	Mu=9.10 As=1.78	Mu=2.19 As=1.78
Vu=-10.46		Vu=4.42		Vu=3.68		Vu=20.15	

VT2-012/

B=0.15 H=0.40 L=6.75		B=0.15 H=0.40 L=6.83		B=0.15 H=0.40 L=6.77		B=0.15 H=0.40 L=5.23	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-64.44 As=5.17	Mu=-65.49 As=5.27	Mu=-51.36 As=4.04	Mu=-51.19 As=4.03	Mu=-49.53 As=3.89	Mu=-49.91 As=3.92	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=7.21 As=2.71	Mu=12.89 As=2.71	Mu=21.83 As=1.78	Mu=17.12 As=1.78	Mu=17.06 As=1.80	Mu=16.51 As=1.80	Mu=9.98 As=1.78	Mu=5.46 As=1.78
Vu=-10.54		Vu=4.79		Vu=-2.32		Vu=10.45	

VT2-013/

B=0.15 H=0.40 L=6.75		B=0.15 H=0.40 L=6.83		B=0.15 H=0.40 L=6.77		B=0.15 H=0.40 L=5.89	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-64.68 As=5.19	Mu=-65.70 As=5.28	Mu=-50.72 As=3.99	Mu=-50.61 As=3.98	Mu=-54.67 As=4.32	Mu=-54.54 As=4.31	Mu=-10.91 As=1.78
Mu=7.20 As=2.70	Mu=12.94 As=2.70	Mu=21.90 As=1.78	Mu=16.91 As=1.78	Mu=16.87 As=1.78	Mu=18.22 As=1.78	Mu=18.18 As=1.94	Mu=10.91 As=1.94
Vu=-10.58		Vu=4.94		Vu=-3.28		Vu=9.64	
B=0.15 H=0.40 L=0.77							
Mu=-3.88 As=1.78	Mu=-0.00 As=1.78						
Mu=0.78 As=1.78	Mu=0.00 As=1.78						
Vu=5.04							

VT2-014/

B=0.15 H=0.40 L=6.75	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=8.83 As=4.14	Mu=8.83 As=4.14
Vu=0.00	

VT2-015/

B=0.15 H=0.40 L=6.83		B=0.15 H=0.40 L=6.77		B=0.15 H=0.40 L=5.89		B=0.15 H=0.40 L=0.77	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-64.47 As=5.18	Mu=-65.69 As=5.28	Mu=-51.63 As=4.06	Mu=-51.19 As=4.03	Mu=-10.24 As=1.78	Mu=-3.88 As=1.78	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=7.31 As=2.79	Mu=12.89 As=2.79	Mu=21.90 As=1.78	Mu=17.21 As=1.78	Mu=17.06 As=2.04	Mu=10.24 As=2.04	Mu=0.78 As=1.78	Mu=0.00 As=1.78

14.2 DISEÑO DE MALLA ELECTROSOLDADA PARA PLACA ALIGERADA DEL EDIFICIO 1

Diseño de losa

$$D := 8.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad L_w := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 12.824 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$l_w := 1.6 \text{ m}$$

$$\text{Momento } u: \quad q_u \cdot \frac{l_w^2}{12} = 2.736$$

$$M := 3.06 \cdot 80 = 244.8$$

$$M_u := 2.736 \frac{\text{kN}_m}{\text{m}}$$

$$129\text{mm}^2 = 0.000129\text{m}^2$$

$$F_Y := 420000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_C := 28000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B := 1. \text{ m}$$

$$D_w := .04 \text{ m}$$

$$r := .04 \text{ m} \quad +$$

$$.9 \cdot R_O \cdot F_Y \cdot \left(1 - .59 \cdot R_O \cdot \frac{F_Y}{F_C}\right) \cdot B \cdot D^2 - M_u \text{ solve} \rightarrow \begin{pmatrix} 0.0047210621064109390508 \\ 0.10827328817607493666 \end{pmatrix}$$

$$A_s := .004721 \cdot 100 \cdot D \cdot 100 = 1.888 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s2} := .0018 \cdot (D + r) \cdot 100 \cdot 100 = 1.44 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \frac{.71}{2.16} = 0.329 \text{ m}$$

XY Mallas electrosoldadas GERDAU DIACO con refuerzo Principal en dos direcciones (Panel 2.35 x 6.00 m)										
XX-0.50	10	24	4.0	4.0	150	150	125	50	11.5	0.50
XX-0.63	12	30	4.0	4.0	150	150	100	75	14.1	0.63
XX-084	16	40	4.0	4.0	150	150	75	50	18.8	0.84
XX-106	16	40	4.5	4.5	150	150	75	50	23.8	1.06
XX-131	16	40	5.0	5.0	150	150	75	50	29.3	1.31
XX-158	16	40	5.5	5.5	150	150	75	50	35.5	1.58
XX-188	16	40	6.0	6.0	150	150	75	50	42.2	1.88
XX-221	16	40	6.5	6.5	150	150	75	50	49.6	2.21
XX-257	16	40	7.0	7.0	150	150	75	50	57.4	2.57
XX-295	16	40	7.5	7.5	150	150	75	50	65.9	2.95
XX-335	16	40	8.0	8.0	150	150	75	50	75.1	3.35
XX-378	16	40	8.5	8.5	150	150	75	50	84.7	3.78

Entre As y As2 seleccionamos el mayor; por lo que se diseñara con una malla electrosoldada de referencia XX-221.

15. DISEÑO DE MALLA ELECTROSOLDADA PARA PLACA DE CONTRAPISO DEL EDIFICIO 1

El procedimiento es similar a la malla electrosoldada para placa aligerada, salvo que cambiamos a un espesor de placa de 8cm, luego:

$$Cuantia = 0.0018 * \frac{420}{550} * 10 * 100 = 1.38cm^2/m$$

En este caso usamos la tabla del manual, pero para los dos sentidos:

XY Mallas electrosoldadas GERDAU DIACO con refuerzo Principal en dos direcciones (Panel 2.35 x 6.00 m)										
XX-0.50	10	24	4.0	4.0	150	150	125	50	11.5	0.50
XX-0.63	12	30	4.0	4.0	150	150	100	75	14.1	0.63
XX-084	16	40	4.0	4.0	150	150	75	50	18.8	0.84
XX-106	16	40	4.5	4.5	150	150	75	50	23.8	1.06
XX-131	16	40	5.0	5.0	150	150	75	50	29.3	1.31
XX-158	16	40	5.5	5.5	150	150	75	50	35.5	1.58
XX-188	16	40	6.0	6.0	150	150	75	50	42.2	1.88
XX-221	16	40	6.5	6.5	150	150	75	50	49.6	2.21
XX-257	16	40	7.0	7.0	150	150	75	50	57.4	2.57
XX-295	16	40	7.5	7.5	150	150	75	50	65.9	2.95
XX-335	16	40	8.0	8.0	150	150	75	50	75.1	3.35
XX-378	16	40	8.5	8.5	150	150	75	50	84.7	3.78

Para la losa de contrapiso usamos la malla de referencia XX-158

16. DISEÑO DE MUROS NO ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO 1

Teniendo en cuenta los datos calculados en el análisis sísmico usamos el $S_a=0.53$ y el $A_a=0.15$, y usando las diferentes alturas de cada piso, se reemplazan en las siguientes ecuaciones de NSR-10 literal A.9.4.2.

Valor de la aceleración a_x		
Nivel	a_x	Ecuación
Entrepiso $h_x > h_{eq}$	$S_a \frac{h_x}{h_{eq}}$	c
Entrepiso $h_x \leq h_{eq}$	$\left[A_s + (S_a - A_s) \frac{h_x}{h_{eq}} \right]$	b
Losa de contrapiso	A_s	a

Se halla el a_x en cada piso, dependiendo de cada caso:

Piso	h_x	h_x/h_{eq}	Ecuación	a_x
Cubierta	7.70	1.33	c	0.713
2	3.50	0.61	b	0.403
Contrapiso	0.00	0.00	a	0.150

Luego, usamos la asistencia de un software especializado en el cálculo de elementos no estructurales, usando el bloque de arcilla con espesor de 15cm, para un muro típico de 3m, altura libre de 3.10m y el valor de $a_x=0.15$ para el primer piso

GEOMETRÍA DEL MURO		CONSTANTES DE DISEÑO	
Longitud del Muro (m)	3	Res Compr Mampost $f'm$ (kg/cm ²)	100
Espesor nominal del Muro, t (m)	0.15	Límite Fluencia Acero F_y (kg/cm ²)	4200
Altura Libre del Muro (m)	3.1	Factor de Sobrepepo por Revoque	1.25
COEF DE CAPAC. DE DISIPACION R_p (mínimo)		Densidad Mampostería (kg/m ³)	1300
Deriva del Piso (cm)	3	Tipo de Mortero	M
Grado Desempeñ Mín Req	Superior	Mód Elasticidad Mampost E_m (kg/cm ²)	110000
MATERIAL DEL LADRILLO		Coef Acelerac Efec, A_a	.15
Material Bloque o Ladrillo	Arcilla	Coef Importanc (Uso), I	IV: Indis
CONDICION DE LOS APOYOS		ACELERACION DE PISO Y UBICACION DEL MURO	
Muro Simplemente Apoyado		Tipo de Muro según Ubicación	Interior
		Aceleración A_x del Piso donde es ubicado el Muro	.15

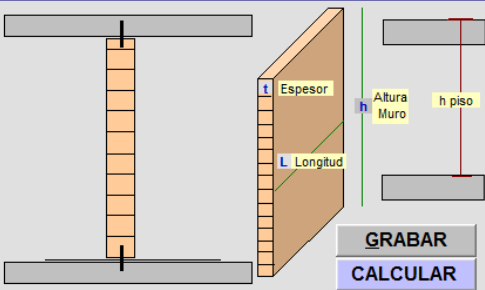


Diagrama que muestra un muro no estructural con sus dimensiones: longitud L , espesor t , altura libre h y altura del piso h_{piso} . El muro está apoyado en una losa de contrapiso y una losa superior.

Botones: GRABAR, CALCULAR

Luego calculamos con una separación de 1.0m y una varilla de #4 y verificamos que cumpla todos los requisitos.

Referencia 1 USS CALLE 80

SOLICITACIONES DE DISEÑO

Cortante de Diseño V (kg / m) **46.16**

Momento de Diseño M (kg-m/m) **71.55**

CONSTANTES DE DISEÑO

% de llenado de celdas (Solidez) **30**

Espesor Paredes Bloque, e (cm) **2.5**

ARMADURA PROPUESTA

Varilla a Utilizar (octavos pulg) **4**

Separación de la Varilla (m) **1**

DISEÑAR

DISEÑO INTEGRAL DEL MURO

ESFUERZOS ADMISIBLES POR COMPRESIÓN AXIAL

Altura h' = 3.1 m

Espesor t(efectivo) = 14 cm

Espesor teq(equivalente) = 7.7 cm

Coefficiente por Esbeltez Re = 0.758

Esf Admisible Fa = 15.157 kg/cm2

Esf actuante fa = 0.981 kg/cm2

Esf Admisible Fa >= Esf actuante fa : < CUMPLE >

ESF ADMISIBLES PARA COMPRESIÓN POR FLEXIÓN

Ancho b = 100 cm (1 m)

Brazo efectivo armadura, d = 7 cm

ECUACIONES (NSR-10 Apéndice D-1)

Esfuerzos Admisibles Compr Axial

$Fa = 0.20f_m Re$

$fa = P / L / teq$

Esf Admisibles Compr por Flexión

$Fb = 0.33 f_m$

$fb = M / (bd^2) * 2 / kj$

$Rho = As / b / d : n = Es / Em$

$k = \text{sqr}(2nRho + (nRho)^2) - nRho$

$j = 1 - k / 3$

Esfuerzos Combinados

$fa / Fa + fb / Fb \leq 1.0$

$fa / Fa + fb / Fb \leq 1.33$ (incluy. sismo)

Esf Admisibles por Cortante

$fv = V / bjd$

$Fv = 0.26 \text{sqr}(f_m)$

Simbología

$Re = 1 - (h/42)^2$ (Si $h/t \leq 30$)

$Re = (21/h)^2$ (Si $h/t > 30$)

h' = Alt efect muro

$teq = 2e + f/100 * \text{Solidez}$ F = tef-2e

Solidez = Area llena / Area Muro

Fa = Esf adms de compr por la carga axial

fa = Esf causado por la carga axial sobre el área efectiva

Fb = Esf adms de compresión por flexión

fb = Esf de compr causado por la flexión sobre el área efect

Fv = Esfuerzo adms de cortante

fv = Esf cortante solicitado

Fa = Esf adms en el acero

Esf Admisibles en el Acero

$Fs = 0.5Fy < 1700 \text{ kg/cm}^2$

$fs = M / (As j d / 100)$

DIAGNOSTICO TOTAL DEL MURO

COMPRESION AXIAL	Cumple	ESFUERZOS COMBINADOS	Cumple
COMPRESION POR FLEXION	Cumple	ESFUERZO CORTANTE	Cumple
ESFUERZO EN EL ACERO	Cumple		

CORTE TÍPICO PARTE INF. MURO

0.12 Epóxico a Tracción

0.15 por Adherencia

Última Celda SIN Mortero de Relleno

Anclaje Móvil

Longitud de Traslapo

CORTE TÍPICO PARTE SUP. MURO

Anclaje Móvil

Elementos No Estructurales NSR-10

DISEÑO SISMO RESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES

IMPRIMIR DISEÑO REGRESAR A ANÁLISIS SALIR

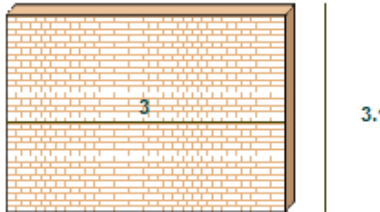
Este procedimiento se repite para todos los pisos, cambiando el valor del ax, según corresponda.

Proyecto: **USS CALLE 80**

Fecha: 27/11/2019

Reporte: **ANÁLISIS SÍSMICO DE MUROS NO ESTRUCTURALES**

Pág. 1 de 1

GEOMETRÍA DEL MURO		COEF DE CAPAC. DE DISIPACION Rp (mínimo)	
Longitud del Muro (m)	3	Deriva de Piso (cm)	3
Espesor nominal del Muro, t (m)	0.15	Grado Desempeño Mínimo Req	Superior
Altura Libre del Muro (m)	3.1	MATERIAL DEL LADRILLO	
Muro Simplemente Apoyado		Material Bloque o Ladrillo	Arcilla
CONSTANTES DE DISEÑO		Ecuaciones Básicas NSR-10	
Resistencia a Compresión Mampostería f'm (kg/cm ²)	100	Fp(1) = (Ax Ap / Rp) gMp	
Límite de Fluencia del Acero, Fy (kg/cm ²)	4200	Fp(2) = (Aa I/2) gMp	
Factor de Sobre peso por Revoque del Muro	1.25	Fp = Máx (Fp(1) , Fp(2))	
Peso Unitario de la Mampostería (kg/m ³)	1300	Simbología	
Tipo de Mortero	M	Mp = Masa del Elemento No Estructural	
Módulo de Elasticidad Mampostería, Em (kg/cm ²)	110000	g = Aceleración de la Gravedad	
UBICACIÓN DEL MURO A ANALIZAR		Ax = Aceler Horiz del Elem No Estruct	
Tipo de Muro según su Ubicación en Planta	Interior	I = Coeficiente de Importancia	
Aceleración de Piso, Ax, Considerada	.15	Ap = Coef de Amplific Dinámica del Elem	
RESULTADOS GENERALES		Rp = Coef Capac Disp de Energ del Elem	
Peso del Muro =	0.76 t/m	Fp = Fuerza Sísmica sobre Elem No Estr	
Coef de Amplif Dinámica del Elemento No Estr, ap =	1		
Coef de Disipación de Energía del Elem No Estr, Rp =	3		
Fuerza Horz Sísmica sobre el Elemento Fp (Ecuac 1) =	0.04 t/m		
Fuerza Horz Sísmica sobre el Elemento Fp (Ecuac 2) =	0.09 t/m		
Fuerza Horz Sísmica Fp dominante =	0.09 t/m		
SOLICITACIONES POR LA FUERZA SÍSMICA Fp		SOLICITACIONES POR LA DERIVA DE PISO	
Reacción en el Apoyo Inferior =	42.5 kg / m	Ángulo del Muro (por desplazam -deriva-) =	0.6 °
Reacción en el Apoyo Superior =	42.5 kg / m	Fuerza Fpp (por desplazam -deriva-) =	7.31 kg / m
Momento Máx Positivo =	65.9 kg-m/m	Momento Máx (por desplazam -deriva-) =	5.7 kg-m / m
Momento Máx Negativo =	-	Cortante Máx por Desplazam (Fpp/2) =	3.66 kg / m
Momento Máx Absoluto =	65.9 kg-m/m	ENVOLVENTE DE SOLICITACIONES	
		Momento Máximo =	71.5 kg-m / m
		Cortante Máximo =	46.2 kg / m

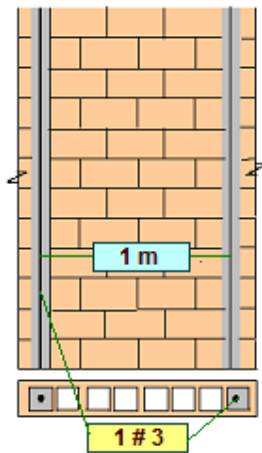
Proyecto: **USS CALLE 80**

Fecha: 27/11/2019

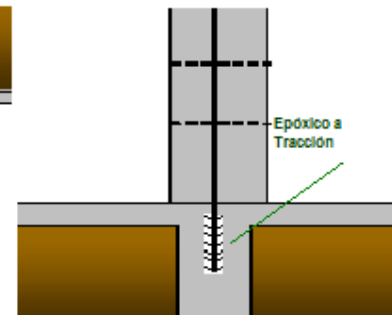
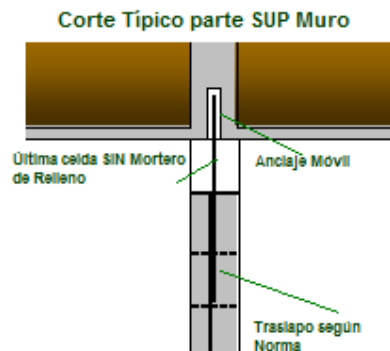
Reporte: **DISENO SIMO RESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES**

Pág. 1 de 1

ESFUERZOS ADMISIBLES: COMPRESIÓN AXIAL		ESFUERZOS ADMISIBLES: COMPRESIÓN POR FLEXIÓN	
Altura h'	3.1 m	Ancho b =	100 cm (1 m)
Espesor Efectivo, t	14 cm	Brazo Efect de la Armadura, d =	7 cm
Espesor Equivalente, teq	7.7 cm	Área de Acero As =	0.71 cm ² / m
Coefficiente de Esbeltez, Re =	0.758	n =	26.67
Módulo Elasticidad Mampostería =	75000 kg/cm ²	Relación de Acero Rho =	0.001
Módulo Elasticidad del Acero =	2000000 kg/cm ²	k =	0.207
Esfuerzo Admisible, Fa =	15.16 kg/cm ²	j =	0.931
Esfuerzo Actuante, fa =	0.98 kg/cm ²	Esfuerzo Admisible, Fb =	33 kg/cm ²
Revisión del Esfuerzo Adms Fa :	Fa > fa <OK>	Esfuerzo Actuante fb =	15.12 kg/cm ²
ESFUERZOS COMBINADOS		Revisión del Esfuerzo Adms Fb :	Fb > fb <OK>
fa / Fa + fb / Fb =	0.523	ESFUERZOS ADMISIBLES: CORTANTE	
Revisión fa/Fa + fb/Fb <= 1.33	fa/Fa+fb/Fb	Cortante V =	46.2 kg/m muro
ESFUERZOS ADMISIBLES: ACERO		Esfuerzo Admsible Fv =	2.6 kg/cm ²
Esfuerzo Admsible Fs =	2261 kg/cm ² (inc)	Esfuerzo Actuante fv =	0.07 kg/cm ²
Esfuerzo Actuante fs =	1540.99 kg/cm ²	Revisión del Esfuerzo Adms Fv :	Fv > fv <OK>
Revisión del Esfuerzo Adms Fs :	Fs adm > fs act <OK>		



ESQUEMAS APROXIMADOS SUGERIDOS



-Memoria de muro no estructural para el primer piso

Proyecto: **USS CALLE 80**

Fecha: 27/11/2019

Reporte: **ANÁLISIS SISMICO DE MUROS NO ESTRUCTURALES**

Pág. 1 de 1

GEOMETRÍA DEL MURO

Longitud del Muro (m) **3**
 Espesor nominal del Muro, t (m) **0.15**
 Altura Libre del Muro (m) **3.8**
 Muro Simplemente Apoyado

CONSTANTES DE DISEÑO

Resistencia a Compresión Mampostería f_m (kg/cm²) **100**
 Límite de Fluencia del Acero, F_y (kg/cm²) **4200**
 Factor de Sobre peso por Revoque del Muro **1.25**
 Peso Unitario de la Mampostería (kg/m³) **1300**
 Tipo de Mortero **M**
 Módulo de Elasticidad Mampostería, E_m (kg/cm²) **110000**

UBICACIÓN DEL MURO A ANALIZAR

Tipo de Muro según su Ubicación en Planta **Interior**
 Aceleración de Piso, A_x , Considerada **.403**

RESULTADOS GENERALES

Peso del Muro = **0.93 t/m**
 Coef de Amplif Dinámica del Elemento No Estr, a_p = **1**
 Coef de Disipación de Energía del Elem No Estr, R_p = **3**
 Fuerza Horz Sísmica sobre el Elemento F_p (Ecuac 1) = **0.12 t/m**
 Fuerza Horz Sísmica sobre el Elemento F_p (Ecuac 2) = **0.1 t/m**
 Fuerza Horz Sísmica F_p dominante = **0.12 t/m**

SOLICITACIONES POR LA FUERZA SÍSMICA F_p

Reacción en el Apoyo Inferior = **62.2 kg / m**
 Reacción en el Apoyo Superior = **62.2 kg / m**
 Momento Máx Positivo = **118.2 kg-m/m**
 Momento Máx Negativo = **-**
 Momento Máx Absoluto = **118.2 kg-m/m**

COEF DE CAPAC. DE DISIPACION R_p (mínimo)

Deriva de Piso (cm) **3**
 Grado Desempeño Mínimo Req **Superior**

MATERIAL DEL LADRILLO

Material Bloque o Ladrillo **Arcilla**

Ecuaciones Básicas NSR-10

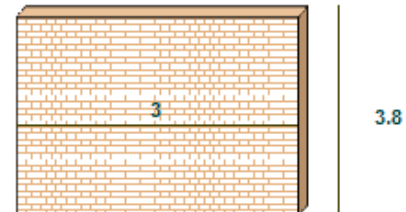
$$F_p(1) = (A_x A_p / R_p) g M_p$$

$$F_p(2) = (A_a I / 2) g M_p$$

$$F_p = \text{Máx} (F_p(1), F_p(2))$$

Simbología

M_p = Masa del Elemento No Estructural
 g = Aceleración de la Gravedad
 A_x = Aceler Horiz del Elem No Estruct
 I = Coeficiente de Importancia
 A_p = Coef de Amplific Dinámica del Elem
 R_p = Coef Capac Disp de Energ del Elem
 F_p = Fuerza Sísmica sobre Elem No Estr



SOLICITACIONES POR LA DERIVA DE PISO

Ángulo del Muro (por desplazam -deriva-) = **0.5 °**
 Fuerza F_{pp} (por desplazam -deriva-) = **7.31 kg / m**
 Momento Máx (por desplazam -deriva-) = **6.9 kg-m / m**
 Cortante Máx por Desplazam ($F_{pp}/2$) = **3.66 kg / m**

ENVOLVENTE DE SOLICITACIONES

Momento Máximo = **125.2 kg-m / m**
 Cortante Máximo = **65.9 kg / m**

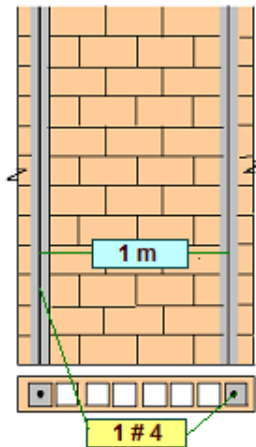
Proyecto: **USS CALLE 80**

Fecha: 27/11/2019

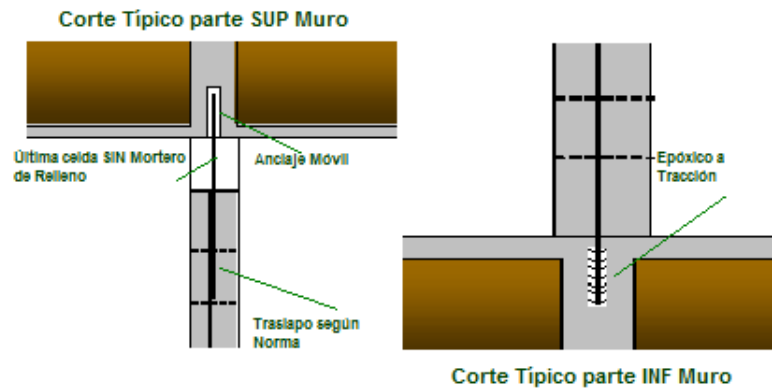
Reporte: **DISEÑO SISMO RESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES**

Pág. 1 de 1

ESFUERZOS ADMISIBLES : COMPRESIÓN AXIAL		ESFUERZOS ADMISIBLES: COMPRESIÓN POR FLEXIÓN	
Altura h'	3.8 m	Ancho b =	100 cm (1 m)
Espesor Efectivo, t	14 cm	Brazo Efect de la Armadura, d =	7 cm
Espesor Equivalente, teq	7.7 cm	Área de Acero As =	1.27 cm ² / m
Coefficiente de Esbeltez, Re =	0.636	n =	26.67
Módulo Elasticidad Mampostería =	75000 kg/cm ²	Relación de Acero Rho =	0.0018
Módulo Elasticidad del Acero =	2000000 kg/cm ²	k =	0.266
Esfuerzo Admisible, Fa =	12.72 kg/cm ²	j =	0.911
Esfuerzo Actuante, fa =	1.2 kg/cm ²	Esfuerzo Admisible, Fb =	33 kg/cm ²
Revisión del Esfuerzo Adms Fa :	Fa > fa <OK>	Esfuerzo Actuante fb =	21.06 kg/cm ²
ESFUERZOS COMBINADOS		Revisión del Esfuerzo Adms Fb : Fb > fb <OK>	
fa / Fa + fb / Fb =	0.733	ESFUERZOS ADMISIBLES : CORTANTE	
Revisión fa/Fa + fb/Fb <= 1.33	fa/Fa+fb/Fb	Cortante V =	65.9 kg/m muro
ESFUERZOS ADMISIBLES : ACERO		Esfuerzo Admsible Fv =	2.6 kg/cm ²
Esfuerzo Admsible Fs =	2261 kg/cm ² (inc)	Esfuerzo Actuante fv =	0.1 kg/cm ²
Esfuerzo Actuante fs =	1548.77 kg/cm ²	Revisión del Esfuerzo Adms Fv :	Fv > fv <OK>
Revisión del Esfuerzo Adms Fs :	Fs adm > fs act <OK>		



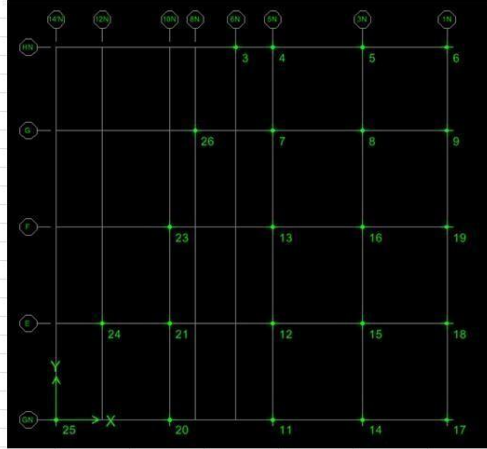
ESQUEMAS APROXIMADOS SUGERIDOS



-Memoria de muro no estructural para el segundo piso.

17. DISEÑO DE PILOTES DEL EDIFICIO 1

Load	FY (kN)		FZ (kN)	MX (kN*m)	My (kN*m)	MZ (kN*m)
	ENVCIM MAX					
Etiquetas de fila	Suma de FX	Suma de FY	Suma de FZ	Suma de MX	Suma de MY	Suma de MZ
3	41,32	18,37	331,19	85,7	90,6	0,75
4	59,86	19,88	599,04	95,79	111,84	0,75
5	39,22	24,61	719,96	100,65	88,17	0,75
6	20,58	26,6	317,29	105,74	66,76	0,75
7	65,48	44,67	965,49	146,05	144,51	1,2
8	71,95	69,49	1018,77	220,15	187,93	1,83
9	15,72	41,62	543,09	111,06	61,63	0,75
11	51,4	72,42	649,99	91,33	131,7	1,2
12	45,97	52,96	1174,83	137,11	124,3	1,2
13	48,37	52,32	1144,22	133,43	125,94	1,2
14	55,72	74,73	595,85	102,7	136,67	1,2
15	71,89	78,15	1077,49	211,22	190,93	1,83
16	71,69	78,58	1067,16	210,23	189,05	1,83
17	23,47	48,8	324,29	76,67	72,53	0,75
18	15,76	43,75	583,44	105,94	62,93	0,75
19	15,57	43,7	571,61	104,23	62,03	0,75
20	28,48	60,53	523,91	37,7	78,37	0,75
21	73,22	38,62	844,43	135,87	155,41	1,2
23	79,67	63,41	845,44	185,21	197,98	1,83
24	67,57	16,77	277,05	107,82	122,38	0,75
25	93,57	58,23	160,42	40,4	152,98	0,75
26	48,16	27,36	541,28	90,23	98,76	0,75
Total general	1104,64	1055,57	14876,24	2635,23	2653,4	23,52



Reacciones

NODO	kN
24	277,05
17	324
6	317
3	331

Para 324 kN se requieren dos pilotes de diámetro 30cm longitud 18m (179kN soporta cada pilote)

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (NSR-10, C.15.7).

$$381.0 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 381.0 mm

2.- CORTANTE EN ZAPATAS

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con C.11.11 y C.15.5.4 (NSR-10, C.15.5.3).

$$300.0 \text{ mm} \leq 800.0 \text{ mm}$$

Distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna : 300.0 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 400.0 mm

Comprobaciones C4

3.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (NSR-10, C.7.7.1):

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm

(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm): 50 mm

Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Superior	50.0 mm \geq 40.0 mm	✓
Inferior	100.0 mm \geq 40.0 mm	✓
Lateral	75.0 mm \geq 75.0 mm	✓

4.- ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO MÁS CERCANO A UNA SUPERFICIE EN TRACCIÓN

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

$$204.0 \text{ mm} \leq 262.4 \text{ mm} \quad \checkmark$$

C.10.6.4 - El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s : \underline{262.4 \text{ mm}}$$

pero no mayor que $300(280/f_s)$ donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

$$: \underline{305.8 \text{ mm}}$$

$$: \underline{50.0 \text{ mm}}$$

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como 2/3 de f_y .

$$f_s: 2/3 \text{ de } f_y$$

$$f_s : \underline{274.68 \text{ MPa}}$$

$$f_y: \text{ Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.}$$

$$f_y : \underline{412.02 \text{ MPa}}$$

5.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

Comprobaciones C4

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2 (NSR-10, C.7.6.1).

C.3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

(c) $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso : 15.0 mm

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento o libre (mm)	$3/4$ Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Viga - Armadura inferior	12.7	191.3	143.5	✓
Viga - Armadura superior	12.7	191.3	143.5	
Viga - Estribos horizontales	12.7	99.7	74.8	
Viga - Estribos verticales	12.7	104.7	78.5	

6.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÁXIMO

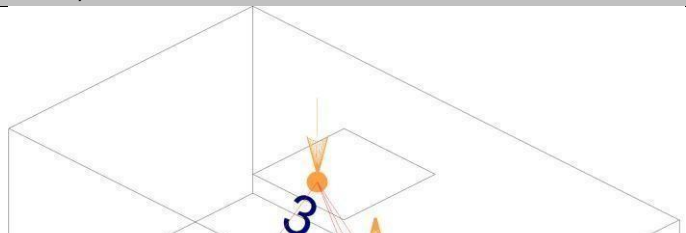
Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

Espesor : 500.0 mm

Ref.	Espaciamiento (mm)	Cumple
Viga - Armadura inferior	204.0	✓
Viga - Armadura superior	204.0	✓

7.- LONGITUD DE DESARROLLO

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4-PP+1.4-CM"

	Elemento: 1 - 2	
	Nudo inicial	Nudo final
	1	2
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 9.85 R2 = 5.14	P1 = 15.53 T1 = -0.36 T2 = -0.19

Comprobaciones C4

Se debe cumplir (NSR-10, C.12):

$$462.3 \text{ mm} \geq 150.0 \text{ mm}$$

l_{dev} : Longitud de desarrollo disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho.

$$l_{dev} : \underline{462.3} \text{ mm}$$

En las zonas nodales que anclan un solo tensor, la fuerza en el tensor debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida y entra en la luz del elemento (NSR-10, C-A.4.3.2).

C.12.5 - Desarrollo de ganchos estándar en tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase C.7.1), l_{dh} , se debe calcular de C.12.5.2 y los factores de modificación de C.12.5.3, pero l_{dh} no debe ser menor que el mayor de $8d_b$ y 150 mm (NSR-10, C.12.5.1).

$$: \underline{150.0} \text{ mm}$$

Para las barras corrugadas, l_{dh} debe ser (NSR-10, C.12.5.2):

$$: \underline{253.7} \text{ mm}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa (NSR-10, C.12.1.2).

$$: \underline{4.95} \text{ MPa}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{24.53} \text{ MPa}$$

d_b : Diámetro nominal de la barra.

$$d_b : \underline{12.7} \text{ mm}$$

Con Ψ_e igual a 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico, y λ igual a 0.75 para concreto con agregados livianos. Para otros casos, Ψ_e y λ deben tomarse igual a 1.0.

$$: \underline{1.0}$$

$$: \underline{1.0}$$

La longitud l_{dh} en C.12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda (NSR-10, C.12.5.3):

(a) Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm, y para ganchos de 90°, con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm: 0.7

(d) Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y , y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis:

$$(A_s \text{ Requerido}) / (A_s \text{ Proporcionado}) : 0.041$$

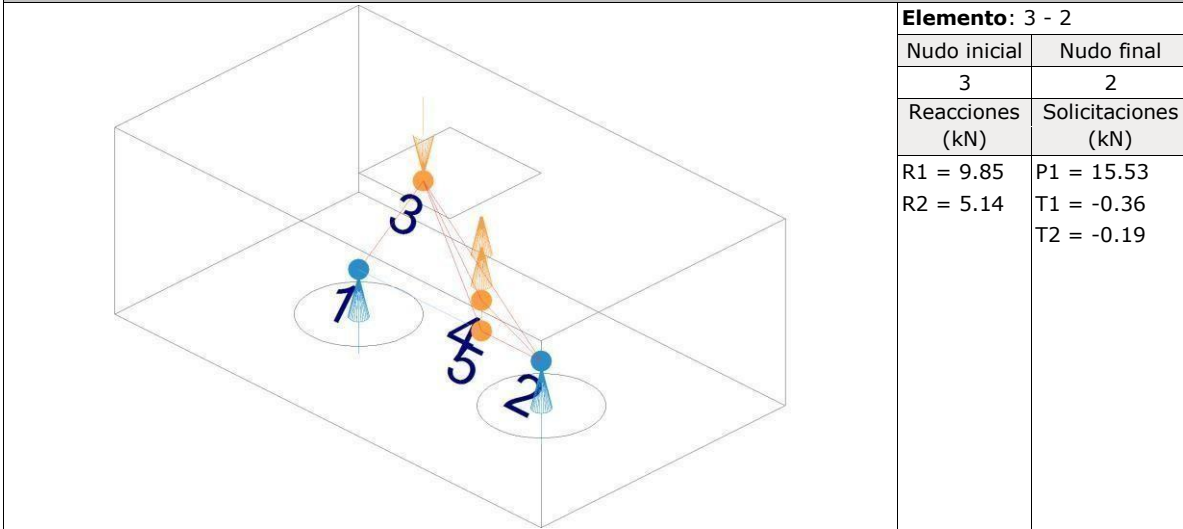
En 12.5.3(b) y 12.5.3(c), d_b es el diámetro de la barra del gancho, y el primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho, a una distancia menor a $2d_b$ del borde externo del gancho.

Tensor	d_b (mm)	l_d (mm)	l_{dev} (mm)	η	Cumple
1 - 2	12.7	150.0	462.3	0.324	✓

Comprobaciones C4

8.- ÁNGULO ENTRE LOS EJES DE LOS PUNTALES Y TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4-PP+1.4-CM"



El ángulo, θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo no debe ser menor de 25° (NSR-10, C-A.2.5).

$$39.9^\circ \geq 25.0^\circ$$

Donde:

θ : Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo.

θ_{\min} : Ángulo mínimo.

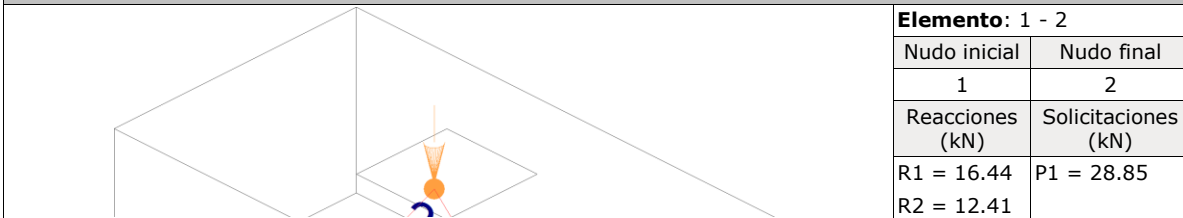
$$\theta : \underline{39.9^\circ}$$

$$\theta_{\min} : \underline{25.0^\circ}$$

Puntal	θ (°)	η	Cumple
3 - 1	56.7	0.441	✓
3 - 2	39.9	0.627	✓

9.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.2-PP+1.2-CM+1.6-Qa"



Comprobaciones C4

El diseño de los tensores debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6,C-A.4):

$$156.61 \text{ kN} \geq 13.10 \text{ kN}$$

Donde:

F_u: Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

$$F_u : 13.10 \text{ kN}$$

φ: Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : 0.75$$

F_{nt}: Resistencia nominal de un tensor.

$$F_{nt} : 208.81 \text{ kN}$$

Donde:

A_{ts}: Área de refuerzo no preesforzado en un tensor.

$$A_{ts} : 506.8 \text{ mm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : 412.02 \text{ MPa}$$

Tensor	A _{ts} (mm ²)	F _{nt} (kN)	F _u (kN)	η	Cumple
1 - 2	506.8	208.81	13.10	0.084	✓

10.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa"

	Elemento: 3 - 1	
	Nudo inicial	Nudo final
	3	1
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 16.44 R2 = 12.41	P1 = 28.85	

El diseño de los puntales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6,C-A.3):

$$645.15 \text{ kN} \geq 21.02 \text{ kN}$$

Donde:

F_u: Fuerza mayorada que actúa en un puntal.

$$F_u : 21.02 \text{ kN}$$

φ: Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : 0.75$$

F_{ns}: Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal.

$$F_{ns} : 860.20 \text{ kN}$$

Comprobaciones C4

Donde:

A_{cs} : Área de la sección transversal en un extremo del puntal. $A_{cs} : 55000.0 \text{ mm}^2$
 f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal. $f_{ce} : 15.64 \text{ MPa}$

Donde:

β_s : Factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$\beta_s : 0.75$

Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella) (NSR-10, C-A.3.2.2):

(a) Con refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.75$

(b) Sin refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.60\lambda$ donde λ está definido en C.8.6.1.

Para el concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$

Para un f'_c no mayor de 40 MPa, se admite que las disposiciones de C-A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (A-4) (NSR-10, C-A.3.3.1).

$$0.008 \geq 0.003$$

Donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

b_s : Ancho de un puntal.

El refuerzo exigido en C-A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40° (NSR-10, C-A.3.3.2).

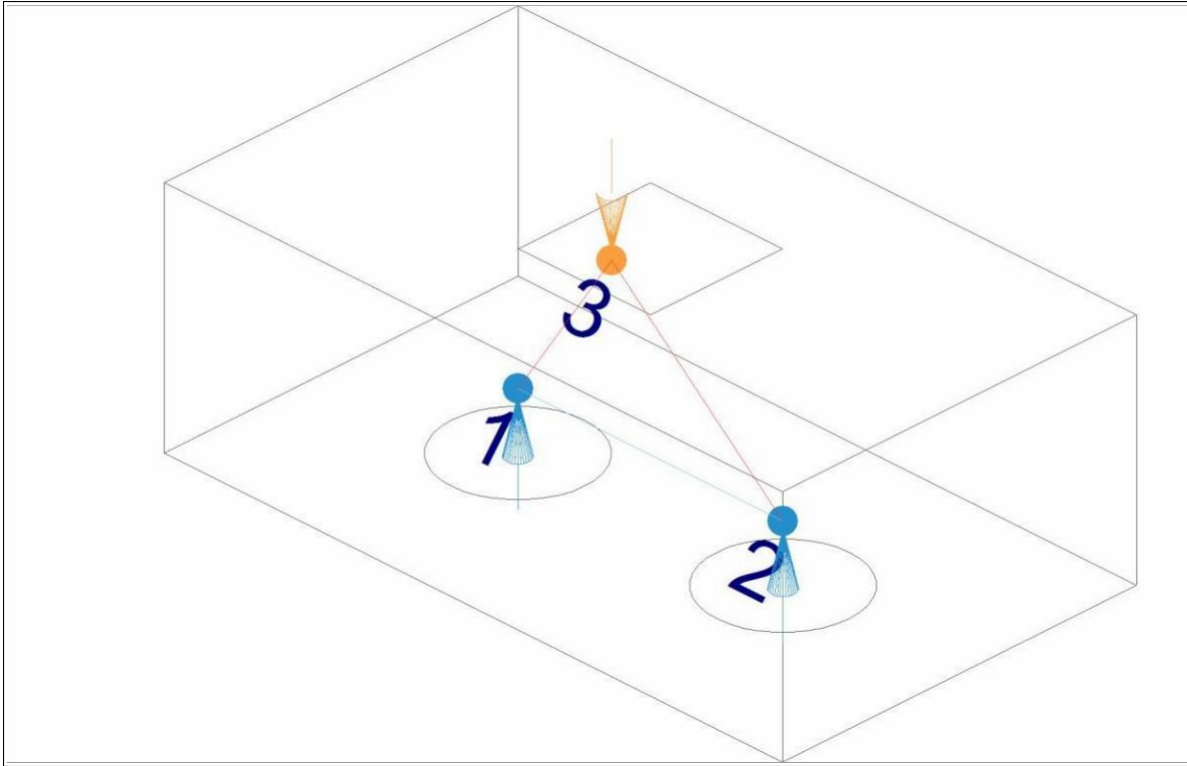
f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

Puntal	β_s	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
3 - 1	0.75	55000.0	860.20	21.02	0.03	✓
3 - 2	0.75	48355.0	756.27	18.04	0.03	✓

11.- RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

Modelo de bielas y tirantes

Comprobaciones C4



El diseño de las zonas nodales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.5):

$$706.56 \text{ kN} \geq 21.02 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en una cara de una zona nodal.

$$F_u : \underline{21.02} \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{nn} : Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal.

$$F_{nn} : \underline{942.08} \text{ kN}$$

Donde:

A_{nz} : Área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo.

$$A_{nz} : \underline{56479.8} \text{ mm}^2$$

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en C-A.5.2.

$$f_{ce} : \underline{16.68} \text{ MPa}$$

β_n : Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo.

$$\beta_n : \underline{0.80}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{24.53} \text{ MPa}$$

C-A.5.2.1 - En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
3 - 1	1.00	20.85	55000.0	1146.75	21.02	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.024	✓
3 - 2	1.00	20.85	48355.0	1008.20	18.04	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.024	✓

Comprobaciones C4

C-A.5.2.2 - En zonas nodales que anclan un tensor

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
1	0.80	16.68	56479.8	942.08	21.02	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.030	✓
2	0.80	16.68	50363.8	840.07	18.04	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.029	✓

12.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (NSR-10, C.15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (kN)	Fuerza no mayorada (kN)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM+Qa	179.00	20.38	✓

Acero de refuerzo

Acero mínimo: $0.0050 \cdot 706.86 \text{cm}^2 = 3.53 \text{cm}^2$

Colocar 5#4 longitudinales, y flejes #3 cada 7.5cm en los 1.2m superiores y cada 20 en el resto del pilote.

DISEÑO NODOS

NODO	KN
26	541
20	524
19	572
18	584
14	596
9	543
4	599

Para pilotes de diámetro 30cm longitud 20m (capacidad de soporte (200.6kN)

#pilotes = $599 \text{kN} / 200.6 \text{kN} = 3$ pilotes

Comprobaciones C4

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (NSR-10, C.15.7).

$$618.3 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 618.3 mm

2.- CORTANTE EN ZAPATAS

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con C.11.11 y C.15.5.4 (NSR-10, C.15.5.3).

$$519.6 \text{ mm} \leq 1300.0 \text{ mm}$$

Distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna : 519.6 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 650.0 mm

3.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (NSR-10, C.7.7.1):

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm

(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm): 50 mm

Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Inferior	$100.0 \text{ mm} \geq 40.0 \text{ mm}$	✓
Lateral	$75.0 \text{ mm} \geq 75.0 \text{ mm}$	✓

4.- ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO MÁS CERCANO A UNA SUPERFICIE EN TRACCIÓN

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

$$181.8 \text{ mm} \leq 262.4 \text{ mm} \quad \checkmark$$

C.10.6.4 - El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s : \underline{262.4} \text{ mm}$$

Comprobaciones C4

pero no mayor que $300(280/f_s)$ donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

: 305.8 mm

: 50.0 mm

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como $2/3$ de f_y .

f_s : $2/3$ de f_y

f_s : 274.68 MPa

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

5.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2 (NSR-10, C.7.6.1).

C.3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

(c) $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso

: 15.0 mm

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento libre (mm)	$3/4$ Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Viga lateral - Armadura inferior	12.7	169.1	126.8	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	12.7	67.3	50.5	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	12.7	67.3	50.5	✓

6.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÁXIMO

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

Espesor

: 750.0 mm

Ref.	Espaciamiento (mm)	Cumple
Viga lateral - Armadura inferior	181.8	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	80.0	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	80.0	✓

Comprobaciones C4

7.- REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

C.7.12.2.1 - La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

- (a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350: 0.0020
- (b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre: 0.0018
- (c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento:

Donde:

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Ref.	Cuantía de refuerzo	Cumple
Sección X-X	0.0024 \geq 0.0018	✓
Sección Y-Y	0.0024 \geq 0.0018	✓

8.- LONGITUD DE DESARROLLO

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4-PP+1.4-CM"

	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">Elemento: 1 - 2</th> </tr> <tr> <th style="width: 50%;">Nudo inicial</th> <th style="width: 50%;">Nudo final</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">2</td> </tr> <tr> <th style="text-align: left;">Reacciones (kN)</th> <th style="text-align: left;">Solicitaciones (kN)</th> </tr> <tr> <td>R1 = 3.43 R2 = 5.00 R3 = 6.56</td> <td>P1 = 15.53 T1 = -0.54</td> </tr> </tbody> </table>	Elemento: 1 - 2		Nudo inicial	Nudo final	1	2	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)	R1 = 3.43 R2 = 5.00 R3 = 6.56	P1 = 15.53 T1 = -0.54
Elemento: 1 - 2											
Nudo inicial	Nudo final										
1	2										
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)										
R1 = 3.43 R2 = 5.00 R3 = 6.56	P1 = 15.53 T1 = -0.54										

Se debe cumplir (NSR-10, C.12):

Comprobaciones C4

$$416.7 \text{ mm} \geq 150.0 \text{ mm}$$

l_{dev} : Longitud de desarrollo disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho.

$$l_{dev} : 416.7 \text{ mm}$$

En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida (NSR-10, C-A.4.3.3).

C.12.5 - Desarrollo de ganchos estándar en tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase C.7.1), l_{dh} , se debe calcular de C.12.5.2 y los factores de modificación de C.12.5.3, pero l_{dh} no debe ser menor que el mayor de $8d_b$ y 150 mm (NSR-10, C.12.5.1).

$$: 150.0 \text{ mm}$$

Para las barras corrugadas, l_{dh} debe ser (NSR-10, C.12.5.2):

$$: 253.7 \text{ mm}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : 412.02 \text{ MPa}$$

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa (NSR-10, C.12.1.2).

$$: 4.95 \text{ MPa}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : 24.53 \text{ MPa}$$

d_b : Diámetro nominal de la barra.

$$d_b : 12.7 \text{ mm}$$

Con Ψ_e igual a 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico, y λ igual a 0.75 para concreto con agregados livianos. Para otros casos, Ψ_e y λ deben tomarse igual a 1.0.

$$: 1.0$$

$$: 1.0$$

La longitud l_{dh} en C.12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda (NSR-10, C.12.5.3):

(a) Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm, y para ganchos de 90°, con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm: 0.7

(d) Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y , y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis:

$$(A_s \text{ Requerido}) / (A_s \text{ Proporcionado}) : 0.019$$

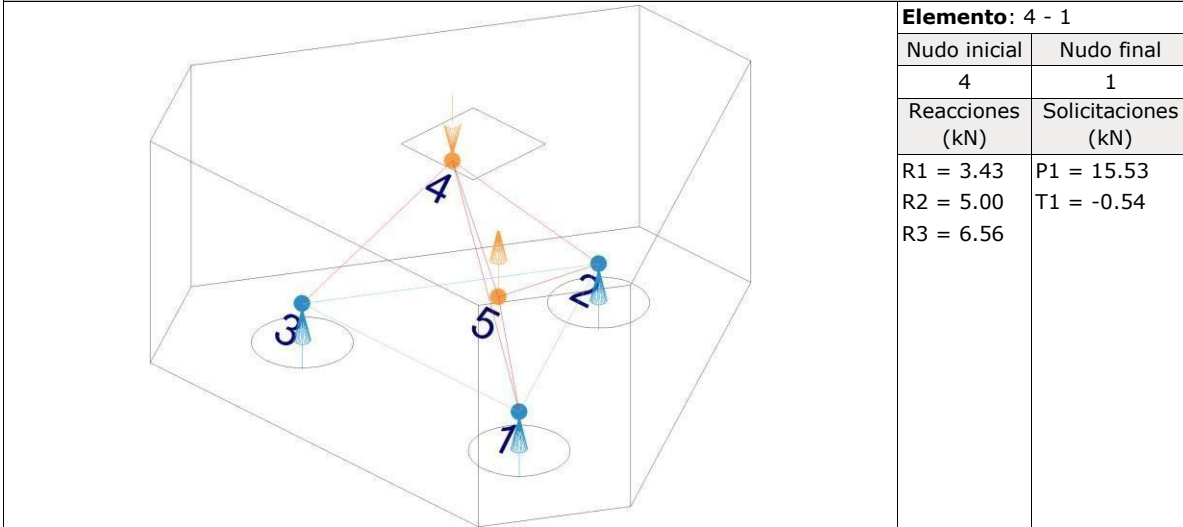
En 12.5.3(b) y 12.5.3(c), d_b es el diámetro de la barra del gancho, y el primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho, a una distancia menor a $2d_b$ del borde externo del gancho.

Tensor	d_b (mm)	l_d (mm)	l_{dev} (mm)	η	Cumple
1 - 2	12.7	150.0	416.7	0.360	✓
2 - 3	12.7	150.0	416.7	0.360	✓
3 - 1	12.7	150.0	416.7	0.360	✓

Comprobaciones C4

9.- ÁNGULO ENTRE LOS EJES DE LOS PUNTALES Y TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"



El ángulo, θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo no debe ser menor de 25° (NSR-10, C-A.2.5).

$$41.4^\circ \geq 25.0^\circ$$

Donde:

θ : Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo.

θ_{\min} : Ángulo mínimo.

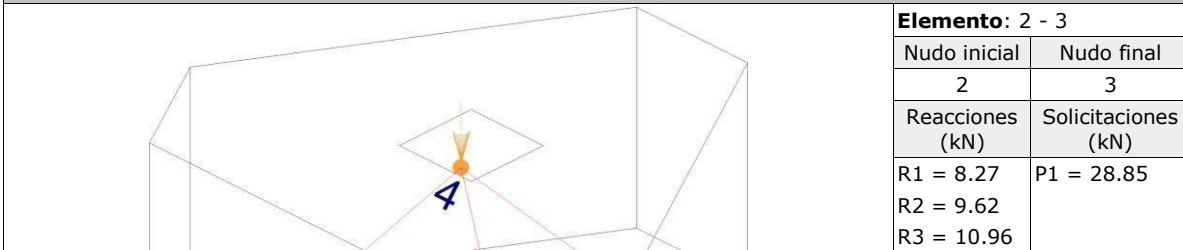
$$\theta : \underline{41.4^\circ}$$

$$\theta_{\min} : \underline{25.0^\circ}$$

Puntal	θ ($^\circ$)	η	Cumple
4 - 1	41.4	0.604	✓
4 - 2	44.9	0.557	✓
4 - 3	49.7	0.503	✓

10.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa"



Comprobaciones C4

El diseño de los tensores debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6,C-A.4):

$$117.46 \text{ kN} \geq 6.26 \text{ kN}$$

Donde:

F_u: Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

$$F_u : 6.26 \text{ kN}$$

φ: Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : 0.75$$

F_{nt}: Resistencia nominal de un tensor.

$$F_{nt} : 156.61 \text{ kN}$$

Donde:

A_{ts}: Área de refuerzo no preesforzado en un tensor.

$$A_{ts} : 380.1 \text{ mm}^2$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : 412.02 \text{ MPa}$$

Tensor	A _{ts} (mm ²)	F _{nt} (kN)	F _u (kN)	η	Cumple
1 - 2	380.1	156.61	4.72	0.040	✓
2 - 3	380.1	156.61	6.26	0.053	✓
3 - 1	380.1	156.61	5.38	0.046	✓

11.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa"

	Elemento: 4 - 3	
	Nudo inicial	Nudo final
	4	3
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 8.27 R2 = 9.62 R3 = 10.96	P1 = 28.85

El diseño de los puntales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6,C-A.3):

$$485.48 \text{ kN} \geq 14.90 \text{ kN}$$

Donde:

F_u: Fuerza mayorada que actúa en un puntal.

$$F_u : 14.90 \text{ kN}$$

φ: Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : 0.75$$

Comprobaciones C4

F_{ns} : Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal.

$$F_{ns} : \underline{647.31 \text{ kN}}$$

Donde:

A_{cs} : Área de la sección transversal en un extremo del puntal. $A_{cs} : \underline{51743.5 \text{ mm}^2}$

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$f_{ce} : \underline{12.51 \text{ MPa}}$$

Donde:

β_s : Factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$\beta_s : \underline{0.60}$$

Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella) (NSR-10, C-A.3.2.2):

(a) Con refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.75$

(b) Sin refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.60\lambda$ donde λ está definido en C.8.6.1.

Para el concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$

Para un f'_c no mayor de 40 MPa, se admite que las disposiciones de C-A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (A-4) (NSR-10, C-A.3.3.1).

$$0.000 \geq 0.003$$

Donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciado s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

b_s : Ancho de un puntal.

El refuerzo exigido en C-A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40° (NSR-10, C-A.3.3.2).

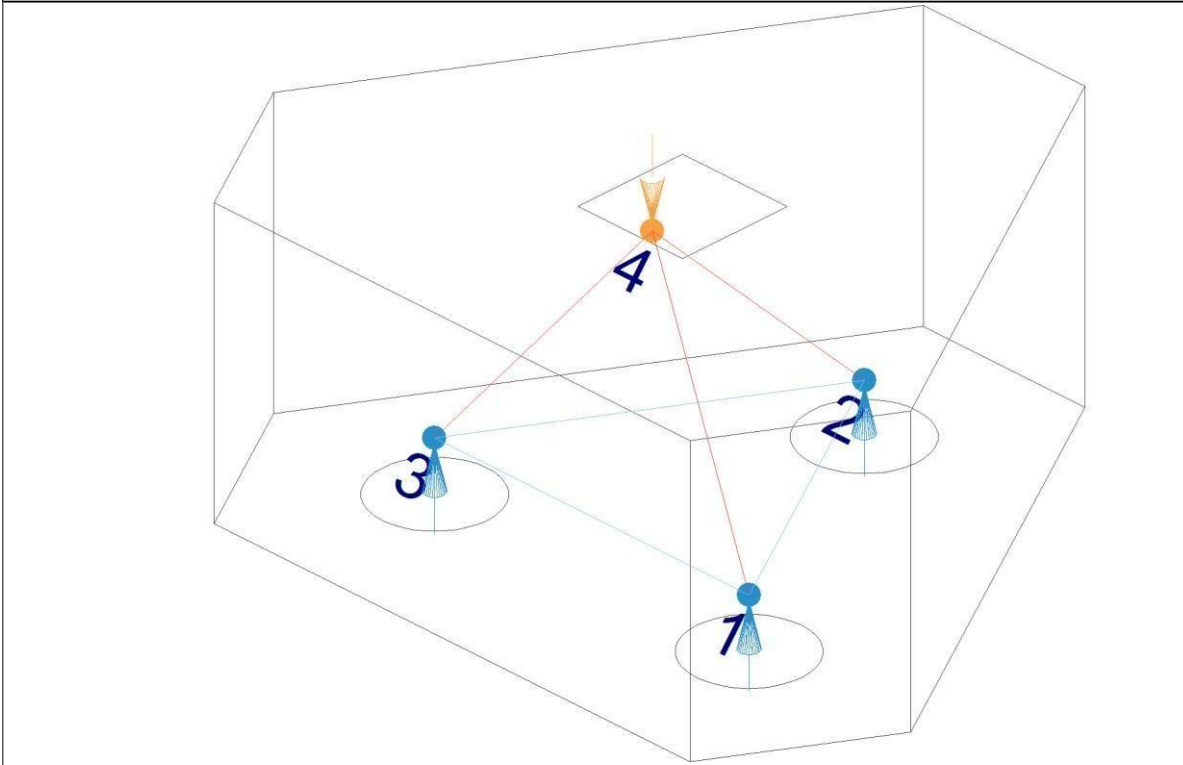
f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

Puntal	β_s	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
4 - 1	0.60	48291.9	604.13	12.04	0.03	✓
4 - 2	0.60	49928.5	624.61	13.54	0.03	✓
4 - 3	0.60	51743.5	647.31	14.90	0.03	✓

12.- RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

Comprobaciones C4

Modelo de bielas y tirantes



El diseño de las zonas nodales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.5):

$$809.14 \text{ kN} \geq 14.90 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en una cara de una zona nodal.

$$F_u : \underline{14.90} \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{nn} : Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal.

$$F_{nn} : \underline{1078.85} \text{ kN}$$

Donde:

A_{nz} : Área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo.

$$A_{nz} : \underline{51743.5} \text{ mm}^2$$

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en C-A.5.2.

$$f_{ce} : \underline{20.85} \text{ MPa}$$

β_n : Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo.

$$\beta_n : \underline{1.00}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{24.53} \text{ MPa}$$

C-A.5.2.1 - En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
4 - 1	1.00	20.85	48291.9	1006.89	12.04	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.016	✓
4 - 2	1.00	20.85	49928.5	1041.01	13.54	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.017	✓

Comprobaciones C4

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
4 - 3	1.00	20.85	51743.5	1078.85	14.90	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.018	✓

13.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (NSR-10, C.15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (kN)	Fuerza no mayorada (kN)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM+Qa	600.00	21.18	✓

Acero de refuerzo

Acero mínimo: $0.0050 \cdot 706.86 \text{ cm}^2 = 3.53 \text{ cm}^2$

Colocar 5#4 longitudinales, y flejes #3 cada 7.5cm en los 1.2m superiores y cada 20 en el resto del pilote.

DISEÑO NODOS

NODO	KN
5	720
7	966
11	650
21	845
23	845

Para pilotes diámetro 30cm y longitud 20m (Capacidad de soporte 200.6kN)

#pilotes = $966 / 200.6 = 5$ pilotes

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (NSR-10, C.15.7).

Comprobaciones C4

$$911.9 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 911.9 mm

2.- CORTANTE EN ZAPATAS

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con C.11.11 y C.15.5.4 (NSR-10, C.15.5.3).

$$765.6 \text{ mm} \leq 1900.0 \text{ mm}$$

Distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna : 765.6 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 950.0 mm

3.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (NSR-10, C.7.7.1):

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm

(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm): 50 mm

Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Inferior	100.0 mm \geq 40.0 mm	✓
Lateral	75.0 mm \geq 75.0 mm	✓

4.- ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO MÁS CERCANO A UNA SUPERFICIE EN TRACCIÓN

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

$$188.1 \text{ mm} \leq 262.4 \text{ mm} \quad \checkmark$$

C.10.6.4 - El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s : \underline{262.4} \text{ mm}$$

pero no mayor que $300(280/f_s)$ donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

Comprobaciones C4

: 305.8 mm

: 50.0 mm

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como $2/3$ de f_y .

f_s : $2/3$ de f_y

f_s : 274.68 MPa

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

5.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2 (NSR-10, C.7.6.1).

C.3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

(c) $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso

: 15.0 mm

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento libre (mm)	$3/4$ Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Viga lateral - Armadura inferior	12.7	175.4	131.6	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	15.9	74.1	55.6	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	15.9	74.1	55.6	✓

6.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÁXIMO

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

Espesor

: 1050.0 mm

Ref.	Espaciamiento (mm)	Cumple
Viga lateral - Armadura inferior	188.1	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	90.0	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	90.0	✓

7.- REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Comprobaciones C4

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

C.7.12.2.1 - La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

- (a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350: 0.0020
- (b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre: 0.0018
- (c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento:

Donde:

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Ref.	Cuantía de refuerzo	Cumple
Sección X-X	0.0022 \geq 0.0018	✓
Sección Y-Y	0.0023 \geq 0.0018	✓

8.- LONGITUD DE DESARROLLO

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"		
	Elemento: 1 - 2	
	Nudo inicial	Nudo final
	1	2
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 2.99 R2 = 3.71 R3 = 3.42 R4 = 2.57 R5 = 2.30	P1 = 15.53 T1 = -0.54

Se debe cumplir (NSR-10, C.12):

428.5 mm \geq 150.0 mm

l_{dev} : Longitud de desarrollo disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho.

l_{dev} : 428.5 mm

Comprobaciones C4

En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida (NSR-10, C-A.4.3.3).

C.12.5 - Desarrollo de ganchos estándar en tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase C.7.1), l_{dh} , se debe calcular de C.12.5.2 y los factores de modificación de C.12.5.3, pero l_{dh} no debe ser menor que el mayor de $8d_b$ y 150 mm (NSR-10, C.12.5.1).

: 150.0 mm

Para las barras corrugadas, l_{dh} debe ser (NSR-10, C.12.5.2):

: 253.7 mm

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa (NSR-10, C.12.1.2).

: 4.95 MPa

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 24.53 MPa

d_b : Diámetro nominal de la barra.

d_b : 12.7 mm

Con Ψ_e igual a 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico, y λ igual a 0.75 para concreto con agregados livianos. Para otros casos, Ψ_e y λ deben tomarse igual a 1.0.

: 1.0

: 1.0

La longitud l_{dh} en C.12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda (NSR-10, C.12.5.3):

(a) Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm, y para ganchos de 90°, con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm: 0.7

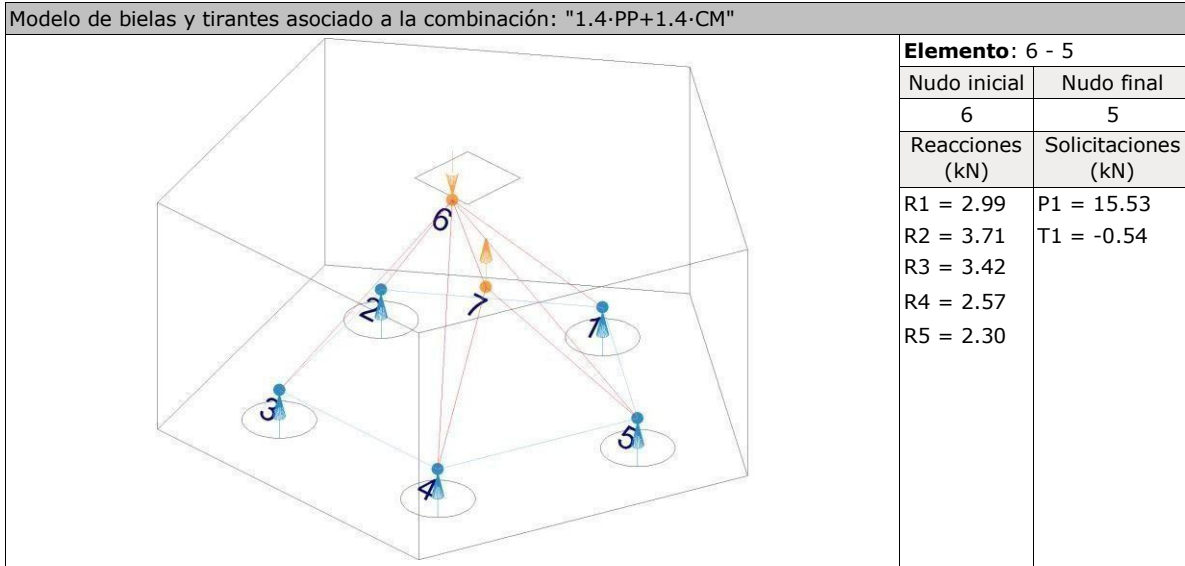
(d) Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y , y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis:

(A_s Requerido) / (A_s Proporcionado): 0.023

En 12.5.3(b) y 12.5.3(c), d_b es el diámetro de la barra del gancho, y el primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho, a una distancia menor a $2d_b$ del borde externo del gancho.

Tensor	d_b (mm)	l_d (mm)	l_{dev} (mm)	η	Cumple
1 - 2	12.7	150.0	428.5	0.350	✓
2 - 3	12.7	150.0	428.5	0.350	✓
3 - 4	12.7	150.0	428.5	0.350	✓
4 - 5	12.7	150.0	428.5	0.350	✓
5 - 1	12.7	150.0	428.5	0.350	✓

Comprobaciones C4



El ángulo, θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo no debe ser menor de 25° (NSR-10, C-A.2.5).

$$42.4^\circ \geq 25.0^\circ$$

Donde:

θ : Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo.

θ_{\min} : Ángulo mínimo.

$$\theta : 42.4^\circ$$

$$\theta_{\min} : 25.0^\circ$$

Puntal	θ ($^\circ$)	η	Cumple
6 - 1	45.2	0.553	✓
6 - 2	48.6	0.514	✓
6 - 3	47.2	0.530	✓
6 - 4	43.4	0.576	✓
6 - 5	42.4	0.590	✓

10.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES



Comprobaciones C4

R4 = 5.39
R5 = 5.18

El diseño de los tensores debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6,C-A.4):

$$117.46 \text{ kN} \geq 5.15 \text{ kN}$$

Donde:

F_u: Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

$$F_u : 5.15 \text{ kN}$$

φ: Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : 0.75$$

F_{nt}: Resistencia nominal de un tensor.

$$F_{nt} : 156.61 \text{ kN}$$

Donde:

A_{ts}: Área de refuerzo no preesforzado en un tensor.

$$A_{ts} : 380.1 \text{ mm}^2$$

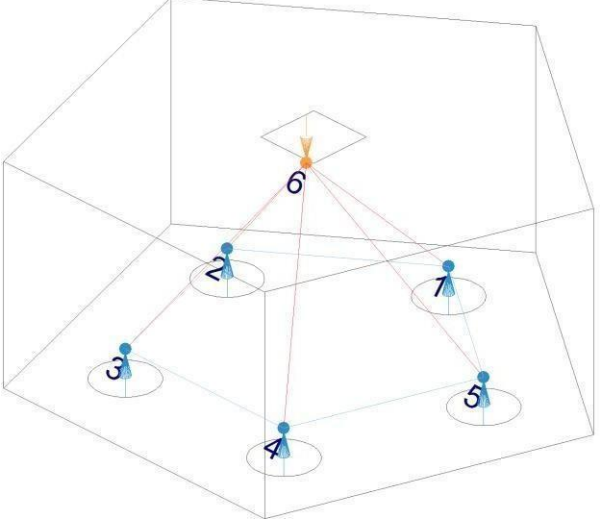
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : 412.02 \text{ MPa}$$

Tensor	A _{ts} (mm ²)	F _{nt} (kN)	F _u (kN)	η	Cumple
1 - 2	380.1	156.61	5.02	0.043	✓
2 - 3	380.1	156.61	5.15	0.044	✓
3 - 4	380.1	156.61	4.82	0.041	✓
4 - 5	380.1	156.61	4.53	0.039	✓
5 - 1	380.1	156.61	4.64	0.040	✓

11.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa"

	Elemento: 6 - 2	
	Nudo inicial	Nudo final
	6	2
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 5.76 R2 = 6.38 R3 = 6.14 R4 = 5.39 R5 = 5.18	P1 = 28.85

El diseño de los puntales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6,C-A.3):

$$481.66 \text{ kN} \geq 8.74 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Comprobaciones C4

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un puntal.

$$F_u : \underline{8.74} \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{ns} : Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal.

$$F_{ns} : \underline{642.21} \text{ kN}$$

Donde:

A_{cs} : Área de la sección transversal en un extremo del puntal. $A_{cs} : \underline{51335.5} \text{ mm}^2$

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$f_{ce} : \underline{12.51} \text{ MPa}$$

Donde:

β_s : Factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$\beta_s : \underline{0.60}$$

Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella) (NSR-10, C-A.3.2.2):

(a) Con refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.75$

(b) Sin refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.60\lambda$ donde λ está definido en C.8.6.1.

Para el concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$

Para un f'_c no mayor de 40 MPa, se admite que las disposiciones de C-A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (A-4) (NSR-10, C-A.3.3.1).

$$0.000 \geq 0.003$$

Donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

b_s : Ancho de un puntal.

El refuerzo exigido en C-A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40° (NSR-10, C-A.3.3.2).

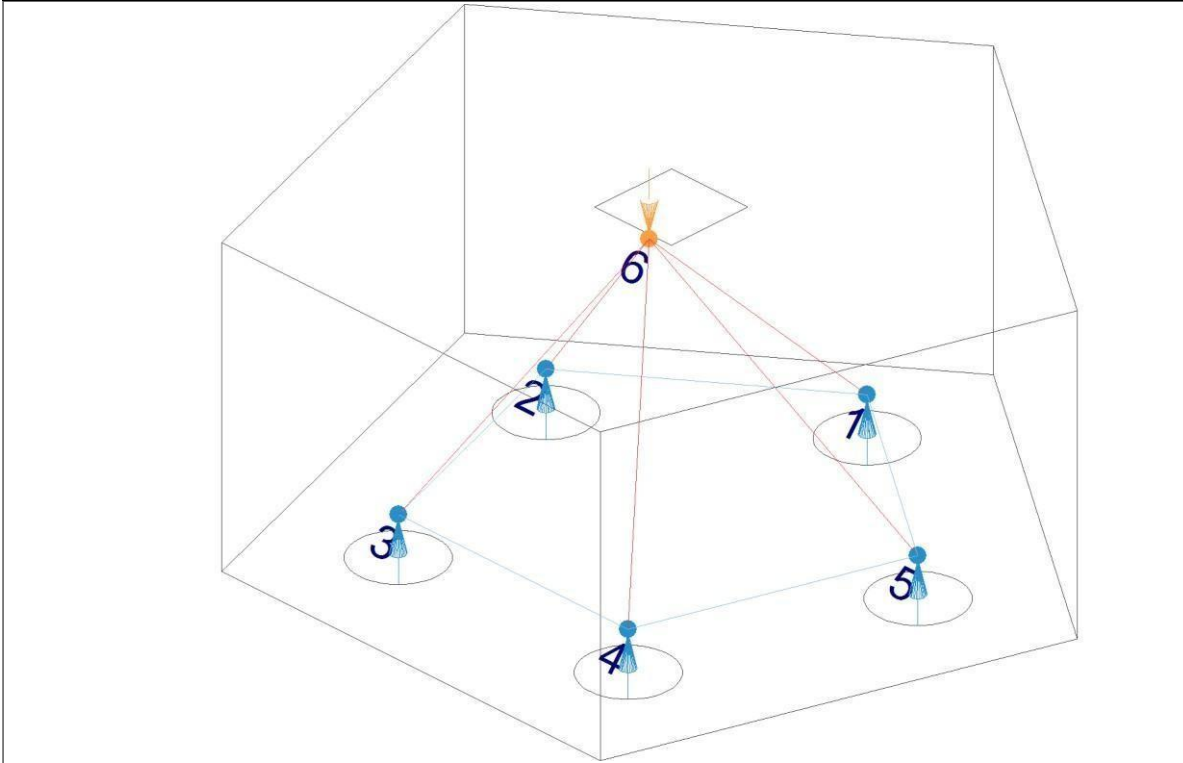
f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

Puntal	β_s	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
6 - 1	0.60	49998.6	625.48	8.10	0.02	✓
6 - 2	0.60	51335.5	642.21	8.74	0.02	✓
6 - 3	0.60	50812.3	635.66	8.50	0.02	✓
6 - 4	0.60	49222.8	615.78	7.71	0.02	✓
6 - 5	0.60	48761.0	610.00	7.47	0.02	✓

Comprobaciones C4

12.- RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

Modelo de bielas y tirantes



El diseño de las zonas nodales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.5):

$$802.76 \text{ kN} \geq 8.74 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en una cara de una zona nodal.

$$F_u : \underline{8.74} \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{nn} : Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal.

$$F_{nn} : \underline{1070.35} \text{ kN}$$

Donde:

A_{nz} : Área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo.

$$A_{nz} : \underline{51335.5} \text{ mm}^2$$

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en C-A.5.2.

$$f_{ce} : \underline{20.85} \text{ MPa}$$

β_n : Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo.

$$\beta_n : \underline{1.00}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{24.53} \text{ MPa}$$

Comprobaciones C4

C-A.5.2.1 - En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
6 - 1	1.00	20.85	49998.6	1042.47	8.10	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.010	✓
6 - 2	1.00	20.85	51335.5	1070.35	8.74	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.011	✓
6 - 3	1.00	20.85	50812.3	1059.44	8.50	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.011	✓
6 - 4	1.00	20.85	49222.8	1026.30	7.71	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.010	✓
6 - 5	1.00	20.85	48761.0	1016.67	7.47	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.010	✓

13.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (NSR-10, C.15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (kN)	Fuerza no mayorada (kN)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM+Qa	966.00	24.52	✓

Acero de refuerzo

Acero mínimo: $0.0050 \cdot 706.86 \text{cm}^2 = 3.53 \text{cm}^2$

Colocar 5#4 longitudinales, y flejes #3 cada 7.5cm en los 1.2m superiores y cada 20 en el resto del pilote.

NODOS

NODO	KN
8	1019
12	1175
13	1144
15	1078
16	1067

Pilotes de diámetro 30cm y longitud 20m (capacidad de soporte 200.6kN)

#pilotes = $1175 / 200.6 = 6$

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

Comprobaciones C4

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (NSR-10, C.15.7).

$$1061.9 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 1061.9 mm

2.- CORTANTE EN ZAPATAS

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con C.11.11 y C.15.5.4 (NSR-10, C.15.5.3).

$$900.0 \text{ mm} \leq 2200.0 \text{ mm}$$

Distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna : 900.0 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 1100.0 mm

3.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (NSR-10, C.7.7.1):

- (a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm
- (b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm): 50 mm

Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Inferior	$100.0 \text{ mm} \geq 40.0 \text{ mm}$	✓
Lateral	$75.0 \text{ mm} \geq 75.0 \text{ mm}$	✓

4.- ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO MÁS CERCANO A UNA SUPERFICIE EN TRACCIÓN

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

$$188.1 \text{ mm} \leq 262.4 \text{ mm} \checkmark$$

C.10.6.4 - El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s : \underline{262.4} \text{ mm}$$

Comprobaciones C4

pero no mayor que $300(280/f_s)$ donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

: 305.8 mm

: 50.0 mm

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como $2/3$ de f_y .

f_s : $2/3$ de f_y

f_s : 274.68 MPa

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

5.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2 (NSR-10, C.7.6.1).

C.3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

(c) $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso

: 15.0 mm

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento libre (mm)	3/4 Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Viga lateral - Armadura inferior	12.7	175.4	131.6	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	15.9	64.1	48.1	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	15.9	64.1	48.1	✓

6.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÁXIMO

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

Espesor

: 1200.0 mm

Ref.	Espaciamiento (mm)	Cumple
Viga lateral - Armadura inferior	188.1	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	80.0	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	80.0	✓

Comprobaciones C4

7.- REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

C.7.12.2.1 - La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

- (a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350: 0.0020
- (b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre: 0.0018
- (c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento:

Donde:

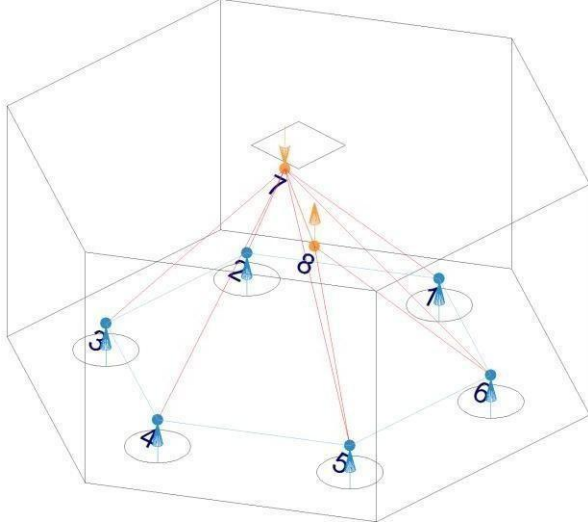
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Ref.	Cuantía de refuerzo	Cumple
Sección X-X	0.0021 \geq 0.0018	✓
Sección Y-Y	0.0021 \geq 0.0018	✓

8.- LONGITUD DE DESARROLLO

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"

	Elemento: 1 - 2 <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 50%;">Nudo inicial</th> <th style="width: 50%;">Nudo final</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">2</td> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Reacciones (kN)</th> <th style="text-align: center;">Solicitaciones (kN)</th> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;"> R1 = 2.49 R2 = 2.95 R3 = 2.95 R4 = 2.49 R5 = 2.05 R6 = 2.05 </td> <td style="vertical-align: top;"> P1 = 15.53 T1 = -0.54 </td> </tr> </tbody> </table>	Nudo inicial	Nudo final	1	2	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)	R1 = 2.49 R2 = 2.95 R3 = 2.95 R4 = 2.49 R5 = 2.05 R6 = 2.05	P1 = 15.53 T1 = -0.54
Nudo inicial	Nudo final								
1	2								
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)								
R1 = 2.49 R2 = 2.95 R3 = 2.95 R4 = 2.49 R5 = 2.05 R6 = 2.05	P1 = 15.53 T1 = -0.54								

Se debe cumplir (NSR-10, C.12):

413.0 mm \geq 150.0 mm ✓

Comprobaciones C4

l_{dev} : Longitud de desarrollo disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho. $l_{dev} : 413.0$ mm

En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida (NSR-10, C-A.4.3.3).

C.12.5 - Desarrollo de ganchos estándar en tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase C.7.1), l_{dh} , se debe calcular de C.12.5.2 y los factores de modificación de C.12.5.3, pero l_{dh} no debe ser menor que el mayor de $8d_b$ y 150 mm (NSR-10, C.12.5.1). $: 150.0$ mm

Para las barras corrugadas, l_{dh} debe ser (NSR-10, C.12.5.2):

$: 253.7$ mm

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. $f_y : 412.02$ MPa

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa (NSR-10, C.12.1.2).

$: 4.95$ MPa

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$f'_c : 24.53$ MPa

d_b : Diámetro nominal de la barra.

$d_b : 12.7$ mm

Con Ψ_e igual a 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico, y λ igual a 0.75 para concreto con agregados livianos. Para otros casos, Ψ_e y λ deben tomarse igual a 1.0.

$: 1.0$

$: 1.0$

La longitud l_{dh} en C.12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda (NSR-10, C.12.5.3):

(a) Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm, y para ganchos de 90°, con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm: 0.7

(d) Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y , y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis:

$(A_s \text{ Requerido}) / (A_s \text{ Proporcionado})$: 0.022

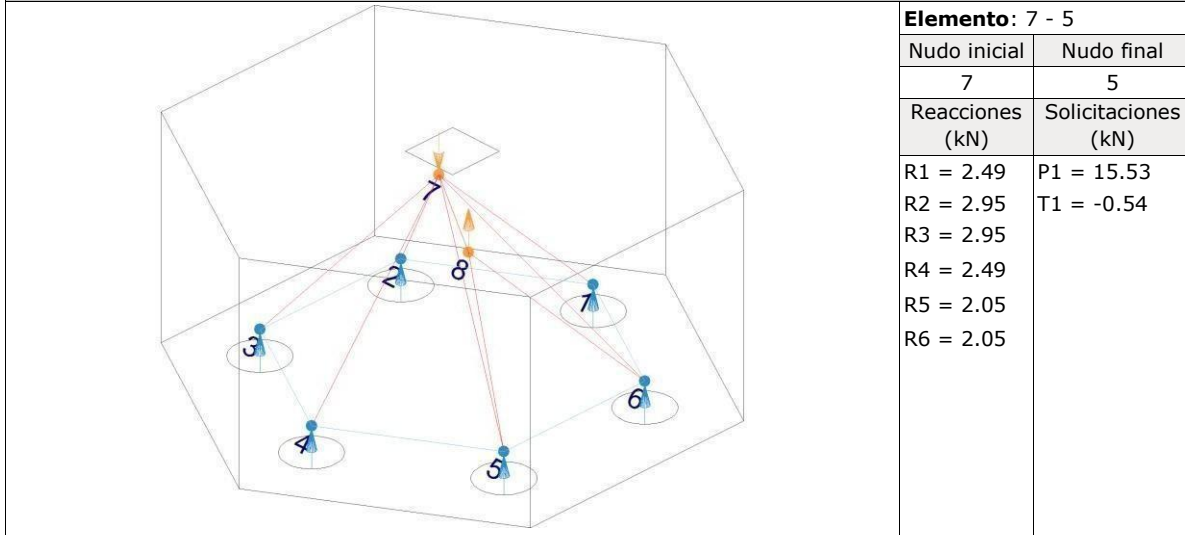
En 12.5.3(b) y 12.5.3(c), d_b es el diámetro de la barra del gancho, y el primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho, a una distancia menor a $2d_b$ del borde externo del gancho.

Tensor	d_b (mm)	l_d (mm)	l_{dev} (mm)	η	Cumple
1 - 2	12.7	150.0	413.0	0.363	✓
2 - 3	12.7	150.0	413.0	0.363	✓
3 - 4	12.7	150.0	413.0	0.363	✓
4 - 5	12.7	150.0	413.0	0.363	✓
5 - 6	12.7	150.0	413.0	0.363	✓
6 - 1	12.7	150.0	413.0	0.363	✓

Comprobaciones C4

9.- ÁNGULO ENTRE LOS EJES DE LOS PUNTALES Y TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"



El ángulo, θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nudo no debe ser menor de 25° (NSR-10, C-A.2.5).

$$42.7^\circ \geq 25.0^\circ$$

Donde:

θ : Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nudo.

θ_{\min} : Ángulo mínimo.

$$\theta : 42.7^\circ$$

$$\theta_{\min} : 25.0^\circ$$

Puntal	θ ($^\circ$)	η	Cumple
7 - 1	44.9	0.557	✓
7 - 2	47.6	0.525	✓
7 - 3	47.6	0.525	✓
7 - 4	44.9	0.557	✓
7 - 5	42.7	0.585	✓
7 - 6	42.7	0.585	✓

10.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa"



Comprobaciones C4

2	3
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 4.80 R2 = 5.20 R3 = 5.20 R4 = 4.80 R5 = 4.42 R6 = 4.42	P1 = 28.85

El diseño de los tensores debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.4):

$$117.46 \text{ kN} \geq 5.05 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

F_{nt} : Resistencia nominal de un tensor.

$$F_u : \underline{5.05 \text{ kN}}$$

$$\phi : \underline{0.75}$$

$$F_{nt} : \underline{156.61 \text{ kN}}$$

Donde:

A_{ts} : Área de refuerzo no preesforzado en un tensor.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

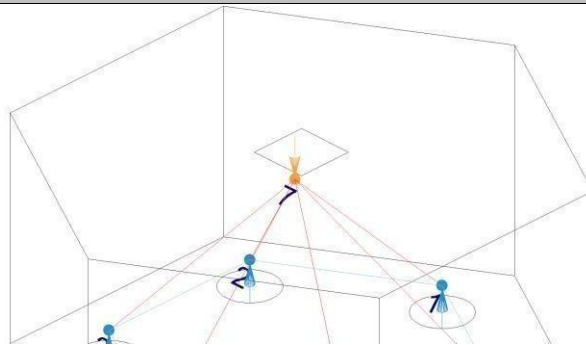
$$A_{ts} : \underline{380.1 \text{ mm}^2}$$

$$f_y : \underline{412.02 \text{ MPa}}$$

Tensor	A_{ts} (mm ²)	F_{nt} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
1 - 2	380.1	156.61	4.91	0.042	✓
2 - 3	380.1	156.61	5.05	0.043	✓
3 - 4	380.1	156.61	4.91	0.042	✓
4 - 5	380.1	156.61	4.65	0.040	✓
5 - 6	380.1	156.61	4.53	0.039	✓
6 - 1	380.1	156.61	4.65	0.040	✓

11.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa"



Elemento: 7 - 1	
Nudo inicial	Nudo final
7	1
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 4.80 R2 = 5.20 R3 = 5.20 R4 = 4.80 R5 = 4.42 R6 = 4.42	P1 = 28.85

Comprobaciones C4

El diseño de los puntales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.3):

$$467.01 \text{ kN} \geq 6.78 \text{ kN}$$

Donde:

F_u: Fuerza mayorada que actúa en un puntal.

$$F_u : \underline{6.78} \text{ kN}$$

φ: Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{ns}: Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal.

$$F_{ns} : \underline{622.68} \text{ kN}$$

Donde:

A_{cs}: Área de la sección transversal en un extremo del puntal. **A_{cs}** : 49774.2 mm²

f_{ce}: Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$f_{ce} : \underline{12.51} \text{ MPa}$$

Donde:

β_s: Factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$\beta_s : \underline{0.60}$$

Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella) (NSR-10, C-A.3.2.2):

(a) Con refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.75$

(b) Sin refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.60\lambda$ donde λ está definido en C.8.6.1.

Para el concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$

Para un f'_c no mayor de 40 MPa, se admite que las disposiciones de C-A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (A-4) (NSR-10, C-A.3.3.1).

$$0.000 \geq 0.003$$

Donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

b_s : Ancho de un puntal.

El refuerzo exigido en C-A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40° (NSR-10, C-A.3.3.2).

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

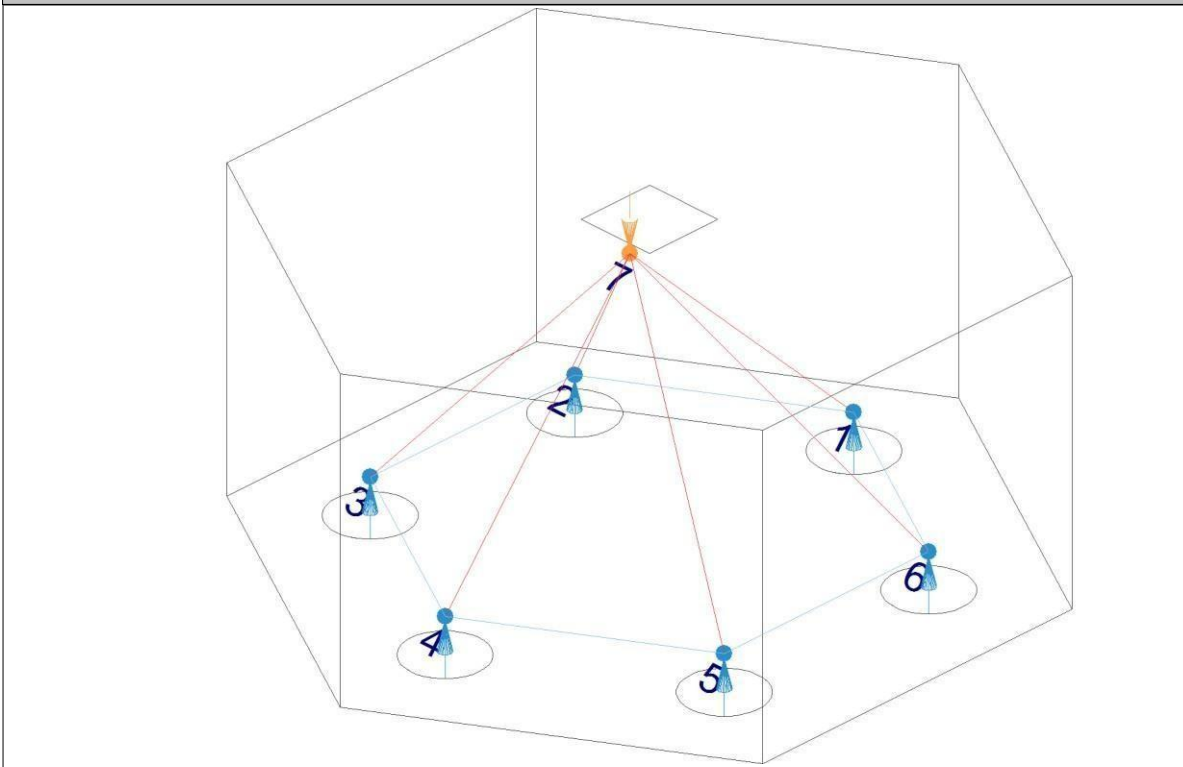
Puntal	β _s	A _{cs} (mm ²)	F _{ns} (kN)	F _u (kN)	η	Cumple
7 - 1	0.60	49774.2	622.68	6.78	0.01	✓

Comprobaciones C4

Puntal	β_s	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
7 - 2	0.60	50806.3	635.59	7.20	0.01	✓
7 - 3	0.60	50806.3	635.59	7.20	0.01	✓
7 - 4	0.60	49774.2	622.68	6.78	0.01	✓
7 - 5	0.60	48802.5	610.52	6.37	0.01	✓
7 - 6	0.60	48802.5	610.52	6.37	0.01	✓

12.- RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

Modelo de bielas y tirantes



El diseño de las zonas nodales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.5):

$$794.48 \text{ kN} \geq 7.20 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en una cara de una zona nodal.

$$F_u : \underline{7.20} \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{nn} : Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal.

$$F_{nn} : \underline{1059.31} \text{ kN}$$

Donde:

A_{nz} : Área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo.

$$A_{nz} : \underline{50806.3} \text{ mm}^2$$

Comprobaciones C4

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en C-A.5.2.

f_{ce} : 20.85 MPa

β_n : Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo.

β_n : 1.00

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 24.53 MPa

C-A.5.2.1 - En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
7 - 1	1.00	20.85	49774.2	1037.79	6.78	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.009	✓
7 - 2	1.00	20.85	50806.3	1059.31	7.20	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.009	✓
7 - 3	1.00	20.85	50806.3	1059.31	7.20	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.009	✓
7 - 4	1.00	20.85	49774.2	1037.79	6.78	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.009	✓
7 - 5	1.00	20.85	48802.5	1017.53	6.37	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.008	✓
7 - 6	1.00	20.85	48802.5	1017.53	6.37	1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa	0.008	✓

13.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (NSR-10, C.15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (kN)	Fuerza no mayorada (kN)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM+Qa	1175.00	27.69	✓

Acero de refuerzo

Acero mínimo: $0.0050 \cdot 706.86 \text{cm}^2 = 3.53 \text{cm}^2$

Colocar 5#4 longitudinales, y flejes #3 cada 7.5cm en los 1.2m superiores y cada 20 en el resto del pilote.

DISEÑO PILOTE NODO 25
160.42kN

Comprobaciones C4

Un pilote de diámetro 30cm y longitud 18m

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (NSR-10, C.15.7).

$$488.0 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 488.0 mm

2.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (NSR-10, C.7.7.1):

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm

(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm): 50 mm

Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Superior	50.0 mm \geq 40.0 mm	✓
Inferior	100.0 mm \geq 40.0 mm	✓
Lateral	75.0 mm \geq 75.0 mm	✓

3.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2 (NSR-10, C.7.6.1).

C.3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

(c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso : 15.0 mm

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento libre (mm)	3/4 Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Estribos xz	6.0	204.7	153.5	✓
Estribos yz	6.0	204.7	153.5	✓
Estribos xy	6.0	142.0	106.5	✓

Comprobaciones C4

4.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

El diseño de los tensores debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.4):

$$34.98 \text{ kN} \geq 0.00 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

$$F_u : 0.00 \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : 0.75$$

F_{nt} : Resistencia nominal de un tensor.

$$F_{nt} : 46.64 \text{ kN}$$

Donde:

A_{ts} : Área de refuerzo no preesforzado en un tensor.

$$A_{ts} : 113.2 \text{ mm}^2$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : 412.02 \text{ MPa}$$

5.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (NSR-10, C.15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (kN)	Fuerza no mayorada (kN)	Cumpl e
Persistentes o transitorias	PP+CM+Qa	160.00	30.12	✓

Acero de refuerzo

Acero mínimo: $0.0050 \cdot 706.86 \text{ cm}^2 = 3.53 \text{ cm}^2$

Colocar 5#4 longitudinales, y flejes #3 cada 7.5cm en los 1.2m superiores y cada 20 en el resto del pilote.

DISEÑO DE VIGAS DE AMARRE DE PILOTES

Carga aplicada a las dos columnas que une 800kN

Referencia: VC.S-1.1 [C1 - C2] (Viga centradora)

-Dimensiones: 40.0 cm x 50.0 cm

-Armadura superior: 4Ø5/8"

-Armadura de piel: 1x2Ø1/2"

Comprobaciones C4

Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 9.525 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Norma NSR-10. Artículo C.7.6</i>	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 19 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Norma NSR-10. Artículo C.7.6</i>	Mínimo: 2.5 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 5.5 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 5.5 cm	Cumple
- Armadura de piel:	Calculado: 14.3 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Situaciones persistentes: <i>Norma NSR-10. Artículo C.11.4.5</i>	Máximo: 20.3 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 5.5 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 5.5 cm	Cumple
- Armadura de piel:	Calculado: 14.3 cm	Cumple
Cuantía mínima para los estribos: - Situaciones persistentes: <i>Norma NSR-10. Artículo C.11.4.6.3</i>	Mínimo: 3.39 cm ² /m Calculado: 7.13 cm ² /m	Cumple
Cuantía geométrica mínima armadura traccionada: <i>Artículo 5.4.2.1 del Eurocódigo-2</i>	Mínimo: 0.0015	
- Armadura inferior (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0039	Cumple
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0039	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: <i>Norma NSR-10. Artículo C.10.5</i>	Mínimo: 0.77 cm ²	
- Armadura inferior (Situaciones persistentes):	Calculado: 7.96 cm ²	Cumple
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado: 7.96 cm ²	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: Situaciones persistentes:	Momento flector: 6.18 kN·m Axil: ± 0.00 kN Momento flector: -6.18 kN·m Axil: ± 0.00 kN	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple

<p>Referencia: VC.S-1.1 [C1 - C2] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 50.0 cm -Armadura superior: 4Ø5/8" -Armadura de piel: 1x2Ø1/2" -Armadura inferior: 4Ø5/8" -Estribos: 1xØ3/8"c/20</p>		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Longitud de anclaje barras inferiores origen: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i></p>	<p>Mínimo: 30 cm Calculado: 30 cm</p>	Cumple
<p>Longitud de anclaje de las barras de piel origen: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i></p>	<p>Mínimo: 30 cm Calculado: 30 cm</p>	Cumple
<p>Longitud de anclaje barras superiores extremo: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i></p>	<p>Mínimo: 30 cm Calculado: 30 cm</p>	Cumple
<p>Longitud de anclaje barras inferiores extremo: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i></p>	<p>Mínimo: 30 cm Calculado: 30 cm</p>	Cumple
<p>Longitud de anclaje de las barras de piel extremo: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i></p>	<p>Mínimo: 30 cm Calculado: 30 cm</p>	Cumple
<p>Comprobación de cortante: - Situaciones persistentes:</p>	<p>Cortante: 13.49 kN</p>	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
<p>Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 15.9 mm (Cumple)</p>		

Colocar 4#5 arriba y abajo flejes #3 cada 18cm

EDIFICIO 2 (UN PISO)

18. COEFICIENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGIA “R”, DE SOBRESISTENCIA “ Ω_0 ” Y PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO 2

18.1. OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE DISIPACIÓN DE ENERGIA “R” Y DE SOBRESISTENCIA “ Ω_0 ”

De la tabla A.3.3 se obtienen los valores de R_0 y Ω_0 , para pórticos de concreto resistentes a momento con capacidad Moderada de disipación de energía “DMO”

Tabla A.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

$$R_0 = 5.0 \quad \text{y} \quad \Omega_0 = 3.0$$

18.2 OBTENCIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA “ T_a ” (A.4.2 NSR-10)

$$T_a = C_t * H^\alpha$$

$$C_t = 0.047 \quad \text{Tabla A.4.2.1 NSR-10.}$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{Tabla A.4.2.1 NSR-10}$$

$$T_a = 0.047 * 3.5^{0.9} = 0.145s \quad , \text{ para el edificio 2}$$

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v * F_v > 1.2$$

$$C_u = 1.75 - 1.2 * 0.20 * 2.7 = 1.102 \quad \text{Tomamos el valor} \quad C_u = 1.2$$

$$K = 1.0 \quad \text{Para valores de } T_a < 0.5 \text{ Segundos (A.4.3.2)}$$

19. ANALISIS DINAMICO DEL EDIFICIO 2 CAPITULO A5 NSR-10.

Se determinan las propiedades necesarias para desarrollar el análisis sísmico de la estructura. Al realizar el análisis se obtienen los desplazamientos horizontales de la estructura, los efectos torsionales y se chequean los valores para deriva acorde con el Capítulo A-6 (NSR-10).

19.1 CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ DEL EDIFICIO 2 (kN/m)

El centro de masa y rigidez aplica para los diafragmas rígidos de un (1) niveles, Valores obtenidos del Software de diseño ETABS 9.7.4

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR	WeightX	WeightY
STORY1	D1	794.6192	794.6192	15.356	18.523	792.4022	792.4022	15.3560	18.523	14.515	17.83	7795.2144	7795.2144

El peso total de la estructura es de 7795.21 kN

Verificación aproximada según evaluación de cargas:

Area del edificio=803m² (1 piso)

Densidad de carga = 8.02+1.98=10.00 kN/m²

Peso estimado=8030 kN

19.2 OBTENCIÓN DEL NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN DEL EDIFICIO 2

$$\ddot{M}_j = \sum_{m=1}^p M_j \geq 0.90M \quad (\text{A. 5.4.1})$$

$$\ddot{M}_{mj} = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \Phi^{mij})^2}{\sum_{i=1}^n m_i (\Phi^{mij})^2} \quad (\text{A. 5.4.2})$$

M O D E S H A P E S

STORY	DIAPHRAGM	MODE	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY1	D1	Mode 1	-1.0715E-02	-3.3466E-02	0.00000	0.00000	0.00000	-3.7649E-04
STORY1	D1	Mode 2	-3.3265E-02	9.5284E-03	0.00000	0.00000	0.00000	6.2690E-04
STORY1	D1	Mode 3	-6.0583E-03	6.8742E-03	0.00000	0.00000	0.00000	-2.7011E-03
STORY1	D1	Mode 4	3.6658E-04	1.9658E-03	0.00000	0.00000	0.00000	3.9552E-05
STORY1	D1	Mode 5	-1.9490E-03	3.6591E-04	0.00000	0.00000	0.00000	-2.2612E-04

MODAL PARTICIPATION FACTORS

MODE	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Mode 1	8.5351	26.6017	0.0000	-93.1061	29.8728	48.1169
Mode 2	26.4128	-7.5738	0.0000	26.5083	92.4448	-80.1825
Mode 3	4.9404	-5.4658	0.0000	19.1303	17.2912	344.9006
Mode 4	-0.0018	-0.0096	0.0000	0.0337	-0.0063	-0.0353
Mode 5	0.0015	-0.0004	0.0000	0.0015	0.0053	0.0349

ETABS v9.7.4 File:EDIF2-DISEÑO Units:KN-m julio 1, 2018 12:34 PAGE 4

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

MODE NUMBER	X-TRANS %MASS <SUM>	Y-TRANS %MASS <SUM>	Z-TRANS %MASS <SUM>	RX-ROTN %MASS <SUM>	RY-ROTN %MASS <SUM>	RZ-ROTN %MASS <SUM>
Mode 1	9.16 < 9>	89.03 < 89>	0.00 < 0>	89.03 < 89>	9.16 < 9>	1.81 < 2>
Mode 2	87.77 < 97>	7.22 < 96>	0.00 < 0>	7.22 < 96>	87.77 < 97>	5.03 < 7>
Mode 3	3.07 <100>	3.76 <100>	0.00 < 0>	3.76 <100>	3.07 <100>	93.15 <100>
Mode 4	0.00 <100>	0.00 <100>	0.00 < 0>	0.00 <100>	0.00 <100>	0.00 <100>
Mode 5	0.00 <100>	0.00 <100>	0.00 < 0>	0.00 <100>	0.00 <100>	0.00 <100>

ETABS v9.7.4 File:EDIF2-DISEÑO Units:KN-m julio 1, 2018 12:34 PAGE 5

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATIONS
(IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC	MODE	PERIOD	DAMP-RATIO	SPEC-FACTOR	U1	U2	U3
SX	Mode 1	0.292467	0.050000	1.000000	1.606486	0.000000	0.000000
SX	Mode 2	0.285549	0.050000	1.000000	1.606486	0.000000	0.000000
SX	Mode 3	0.248670	0.050000	1.000000	1.606486	0.000000	0.000000
SX	Mode 4	0.022945	0.050000	1.000000	1.606486	0.000000	0.000000
SX	Mode 5	0.008554	0.050000	1.000000	1.606486	0.000000	0.000000
SY	Mode 1	0.292467	0.050000	1.000000	0.000000	1.606486	0.000000
SY	Mode 2	0.285549	0.050000	1.000000	0.000000	1.606486	0.000000
SY	Mode 3	0.248670	0.050000	1.000000	0.000000	1.606486	0.000000
SY	Mode 4	0.022945	0.050000	1.000000	0.000000	1.606486	0.000000
SY	Mode 5	0.008554	0.050000	1.000000	0.000000	1.606486	0.000000

ETABS v9.7.4 File:EDIF2-DISEÑO-EXCENTRICIDAD Units:KN-m julio 1, 2018 12:34 PAGE 7

RESPONSE SPECTRUM MODAL AMPLITUDES
(IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC	MODE	PERIOD	U1	U2	U3
SX	Mode 1	0.292467	-0.029708	0.000000	0.000000
SX	Mode 2	0.285549	-0.087638	0.000000	0.000000
SX	Mode 3	0.248670	-0.012431	0.000000	0.000000
SX	Mode 4	0.022945	0.000000	0.000000	0.000000
SX	Mode 5	0.008554	0.000000	0.000000	0.000000
SY	Mode 1	0.292467	0.000000	-0.092594	0.000000
SY	Mode 2	0.285549	0.000000	0.025130	0.000000

SY	Mode 3	0.248670	0.000000	0.013754	0.000000
SY	Mode 4	0.022945	0.000000	0.000000	0.000000
SY	Mode 5	0.008554	0.000000	0.000000	0.000000

19.3 VERIFICACION PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO 2

Se debe verificar el numeral A.4.2 de la NSR-10 en donde el valor de T no puede exceder $C_u \cdot T_a$. Con la asistencia de ETABS 9.7.4 se obtiene el periodo fundamental de la estructura.

ETABS v9.7.4 File:EDIF2-DISEÑO-EXCENTRICIDAD Units:KN-m julio 1, 2018 9:08 PAGE 1

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE NUMBER	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	CIRCULAR FREQ (RADIAN/S/TIME)
Mode 1	0.29247	3.41919	21.48341
Mode 2	0.28555	3.50202	22.00386
Mode 3	0.24867	4.02139	25.26715
Mode 4	0.02295	43.58199	273.83373
Mode 5	0.00855	116.89906	734.49846

Luego $T=0.292$ segundos. Previamente se calculó C_u y T_a , por lo que:

$T_a=0.145$ segundos

$C_u=1.20$

$C_u \cdot T_a=1.20 \cdot 0.145 \text{ s} = 0.174 \text{ s}$

Luego $T > C_u \cdot T_a$, $0.292 \text{ s} > 0.174 \text{ s}$

Entonces periodo a utilizar será el menor entre los dos, es decir, $T=0.174 \text{ s}$

19.4 CORTANTE BASAL PARA EL EDIFICIO 2

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 90% del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.90 \cdot V_s / V_d$.

Se determina el cortante estático en la base de la edificación con asistencia de Etabs 9.7.4

Con el espectro elástico de aceleraciones para revisar derivas se usará $I=1.00$

$$S_a = 2.5 * A_a * F_a * I \text{ (A. 2.6.3)}$$

$$S_a = 2.5 * 0.15 * 0.95 * 1.0 = 0.356$$

ETABS v9.7.4 File:EDIF2-DISEÑO-EXCENTRICIDAD Units:KN-m julio 1, 2018 16:25 PAGE 1

AUTO SEISMIC USER COEFFICIENT
Case: FHEX

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Direction: X
Typical Eccentricity = 5%
Eccentricity Overrides: No

Period Calculation: Program Calculated
Ct = 0.035 (in feet units)

Top Story: STORY1
Bottom Story: BASE

C = 0.356
K = 1

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$$V = C W$$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

w Used = 7795.21

V Used = 0.3560w = 2775.10

El cortante estático (V_s) en la base es de 2775.10 kN.

19.5 CORTANTE DINÁMICO PARA EL EDIFICIO 2

Luego se determina el cortante dinámico en la base en ambos sentidos de la estructura. Se usa el espectro aceleraciones para revisión de derivas

RESPONSE SPECTRUM BASE REACTIONS
(IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC	MODE	DIR	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SX	Mode 1	U1	254.41	792.93	0.00	-2775.266	890.434	7487.642
SX	Mode 2	U1	2436.40	-698.63	0.00	2445.201	8527.385	-55765.925
SX	Mode 3	U1	85.24	-94.30	0.00	330.065	298.334	-2982.313
SX	Mode 4	U1	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	-0.031
SX	Mode 5	U1	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	-0.153
SX	All	All	2708.22	286.38	0.00	1002.339	9478.761	49865.661
SY	Mode 1	U2	792.93	2471.38	0.00	-8649.827	2775.266	23337.155
SY	Mode 2	U2	-698.63	200.33	0.00	-701.154	-2445.201	15990.705
SY	Mode 3	U2	-94.30	104.33	0.00	-365.171	-330.065	3299.515
SY	Mode 4	U2	0.00	0.00	0.00	-0.001	0.000	-0.164
SY	Mode 5	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.042
SY	All	All	286.38	2692.73	0.00	9424.557	1002.339	39942.162

El cortante dinámico en el sentido x (Vdx) es de 2708.22 kN y en el sentido y (Vdy) es de 2692.73 kN.

Como el cortante dinámico en ambos sentidos es menor al cortante estático, se corrige el cortante dinámico en cada sentido multiplicándose por el factor:

	Cortante	Factor
Vs (kN)	2775.1	
Vdx(kN)	2708.22	0.92222567
Vdy(kN)	2692.73	0.9275308

Como es menor a 1, no habrá corrección para el cortante dinámico, luego se revisa que supere al 90% del cortante estático

$V_{dx}=2708.22 \text{ kN} > 0.90 \cdot V_s=2498 \text{ kN}$
$V_{dy}=2692.73 \text{ kN} > 0.90 \cdot V_s=2498 \text{ kN}$

20. DETERMINACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, CHEQUEO DE LA DERIVA MÁXIMA DEL EDIFICIO 2 (A.6.4. NSR-10)

Se determina la deriva piso a piso en las esquinas, en ambos sentidos, y se utiliza la ecuación:

$$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2} \quad (A. 6.3.1)$$

Se compara con la deriva máxima permitida, y se revisa que se cumpla siempre la condición:

$$\Delta_{max}^i \leq 0.010 * h_{pi} \quad (A. 6.4.2.2)$$

Para el edificio 2 se revisó seis puntos en las esquinas (6, 31, 29, 34, 19 y 1) con el espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g en Engativá.

CHEQUEO DE DERIVAS									
PROYECTO : USS CALLE 80									
DERIVA = 1.0 % x H_Piso									
NIVEL : BASE H_Piso (m) = 0.000 NUDO 6					NIVEL : Story1 H_Piso (m) = 3.500 NUDO 6				
Δ PERMITIDO (Cm) = 3.5									
DESPLAZ. NUDO		TOTAL	DERIVAS				DESPLAZ. NUDO		TOTAL
COMB	X (cm)	Y (cm)	δ(cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ(cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.040	0.01	OK	-0.0377	0.0120	0.0396
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.036	0.01	OK	-0.0346	0.0103	0.0361
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.036	0.01	OK	-0.0341	0.0100	0.0355
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.791	0.23	OK	0.7839	0.1059	0.7910
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.855	0.24	OK	-0.8510	-0.0865	0.8554
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.791	0.23	OK	0.7839	0.1059	0.7910
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.855	0.24	OK	-0.8510	-0.0865	0.8554
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.774	0.22	OK	0.2133	0.7440	0.7740
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.777	0.22	OK	-0.2804	-0.7246	0.7770
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.774	0.22	OK	0.2133	0.7440	0.7740
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.777	0.22	OK	-0.2804	-0.7246	0.7770
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.799	0.23	OK	0.7923	0.1035	0.7990
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.847	0.24	OK	-0.8426	-0.0889	0.8473
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.799	0.23	OK	0.7923	0.1035	0.7990
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.847	0.24	OK	-0.8426	-0.0889	0.8473
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.774	0.22	OK	0.2217	0.7416	0.7740
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.776	0.22	OK	-0.2720	-0.7270	0.7762
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.774	0.22	OK	0.2217	0.7416	0.7740
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.776	0.22	OK	-0.2720	-0.7270	0.7762
NIVEL : BASE H_Piso (m) = 0.000 NUDO 31					NIVEL : Story1 H_Piso (m) = 3.500 NUDO 31				
Δ PERMITIDO (Cm) = 3.5									
DESPLAZ. NUDO		TOTAL	DERIVAS				DESPLAZ. NUDO		TOTAL
COMB	X (cm)	Y (cm)	δ(cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ(cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.022	0.01	OK	-0.0182	0.0120	0.0218
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.020	0.01	OK	-0.0172	0.0103	0.0200
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.020	0.01	OK	-0.0170	0.0100	0.0197
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.828	0.24	OK	0.8213	0.1059	0.8281
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.859	0.25	OK	-0.8551	-0.0865	0.8595
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.828	0.24	OK	0.8213	0.1059	0.8281
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.859	0.25	OK	-0.8551	-0.0865	0.8595
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.769	0.22	OK	0.1947	0.7440	0.7691
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.760	0.22	OK	-0.2285	-0.7246	0.7598
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.769	0.22	OK	0.1947	0.7440	0.7691
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.760	0.22	OK	-0.2285	-0.7246	0.7598
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.832	0.24	OK	0.8256	0.1035	0.8321
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.856	0.24	OK	-0.8509	-0.0889	0.8555
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.832	0.24	OK	0.8256	0.1035	0.8321
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.856	0.24	OK	-0.8509	-0.0889	0.8555
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.768	0.22	OK	0.1989	0.7416	0.7678
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.761	0.22	OK	-0.2243	-0.7270	0.7608
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.768	0.22	OK	0.1989	0.7416	0.7678
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.761	0.22	OK	-0.2243	-0.7270	0.7608

NIVEL : BASE							NIVEL : Story1		
H_Piso (m) =		0.000		H_Piso (m) =		3.500			
NUDO		29		NUDO		29			
Δ PERMITIDO (Cm) = 3.5									
DESPLAZ NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ NUDO		TOTAL	
COMB	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.019	0.01	OK	-0.0182	0.0058	0.0191
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.018	0.01	OK	-0.0172	0.0047	0.0178
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.018	0.01	OK	-0.0170	0.0045	0.0176
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.829	0.24	OK	0.8213	0.1161	0.8295
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.862	0.25	OK	-0.8551	-0.1073	0.8618
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.829	0.24	OK	0.8213	0.1161	0.8295
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.862	0.25	OK	-0.8551	-0.1073	0.8618
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.844	0.24	OK	0.1947	0.8216	0.8444
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.844	0.24	OK	-0.2285	-0.8128	0.8443
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.844	0.24	OK	0.1947	0.8216	0.8444
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.844	0.24	OK	-0.2285	-0.8128	0.8443
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.834	0.24	OK	0.8256	0.1150	0.8336
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.858	0.25	OK	-0.8509	-0.1084	0.8578
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.834	0.24	OK	0.8256	0.1150	0.8336
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.858	0.25	OK	-0.8509	-0.1084	0.8578
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.844	0.24	OK	0.1989	0.8205	0.8443
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.844	0.24	OK	-0.2243	-0.8139	0.8442
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.844	0.24	OK	0.1989	0.8205	0.8443
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.844	0.24	OK	-0.2243	-0.8139	0.8442
NIVEL : BASE							NIVEL : Story1		
H_Piso (m) =		0.000		H_Piso (m) =		3.500			
NUDO		34		NUDO		34			
Δ PERMITIDO (Cm) = 3.5									
DESPLAZ NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ NUDO		TOTAL	
COMB	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.023	0.01	OK	0.0037	0.0225	0.0228
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.020	0.01	OK	0.0027	0.0196	0.0198
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.019	0.01	OK	0.0026	0.0192	0.0194
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.863	0.25	OK	0.8473	0.1617	0.8626
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.851	0.24	OK	-0.8423	-0.1241	0.8514
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.863	0.25	OK	0.8473	0.1617	0.8626
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.851	0.24	OK	-0.8423	-0.1241	0.8514
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.033	0.30	OK	0.1202	1.0264	1.0334
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.995	0.28	OK	-0.1151	-0.9887	0.9954
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.033	0.30	OK	0.1202	1.0264	1.0334
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.995	0.28	OK	-0.1151	-0.9887	0.9954
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.861	0.25	OK	0.8467	0.1570	0.8611
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.853	0.24	OK	-0.8429	-0.1288	0.8527
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.861	0.25	OK	0.8467	0.1570	0.8611
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.853	0.24	OK	-0.8429	-0.1288	0.8527
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.029	0.29	OK	0.1195	1.0217	1.0287
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	0.29	OK	-0.1157	-0.9934	1.0001
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.029	0.29	OK	0.1195	1.0217	1.0287
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	0.29	OK	-0.1157	-0.9934	1.0001

NIVEL : BASE							NIVEL : Story1		
H_Piso (m) =		0.000		H_Piso (m) =		3.500			
NUDO		19		NUDO		19			
Δ PERMITIDO (Cm) = 3.5									
DESPLAZ. NUDO		TOTAL		DERIVAS			DESPLAZ. NUDO		TOTAL
COMB	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.028	0.01	OK	-0.0276	-0.0053	0.0281
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.026	0.01	OK	-0.0256	-0.0052	0.0261
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.026	0.01	OK	-0.0253	-0.0051	0.0258
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.814	0.23	OK	0.8028	0.1359	0.8142
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.865	0.25	OK	-0.8527	-0.1461	0.8651
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.814	0.23	OK	0.8028	0.1359	0.8142
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.865	0.25	OK	-0.8527	-0.1461	0.8651
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.988	0.28	OK	0.0801	0.9850	0.9883
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.004	0.29	OK	-0.1300	-0.9952	1.0037
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.988	0.28	OK	0.0801	0.9850	0.9883
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.004	0.29	OK	-0.1300	-0.9952	1.0037
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.821	0.23	OK	0.8090	0.1372	0.8206
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.859	0.25	OK	-0.8464	-0.1449	0.8587
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.821	0.23	OK	0.8090	0.1372	0.8206
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.859	0.25	OK	-0.8464	-0.1449	0.8587
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.990	0.28	OK	0.0863	0.9862	0.9900
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.002	0.29	OK	-0.1237	-0.9939	1.0016
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.990	0.28	OK	0.0863	0.9862	0.9900
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.002	0.29	OK	-0.1237	-0.9939	1.0016

NIVEL : BASE							NIVEL : Story1		
H_Piso (m) =		0.000		H_Piso (m) =		0.000			
NUDO		1		NUDO		1			
Δ PERMITIDO (Cm) = 3.5									
DESPLAZ. NUDO		TOTAL		DERIVAS			DESPLAZ. NUDO		TOTAL
COMB	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.038	0.01	OK	-0.0377	-0.0057	0.0381
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.035	0.01	OK	-0.0346	-0.0056	0.0351
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.035	0.01	OK	-0.0341	-0.0055	0.0345
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.796	0.23	OK	0.7839	0.1367	0.7957
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.864	0.25	OK	-0.8510	-0.1476	0.8637
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.796	0.23	OK	0.7839	0.1367	0.7957
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.864	0.25	OK	-0.8510	-0.1476	0.8637
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.014	0.29	OK	0.2133	0.9917	1.0144
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.041	0.30	OK	-0.2804	-1.0026	1.0411
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.014	0.29	OK	0.2133	0.9917	1.0144
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.041	0.30	OK	-0.2804	-1.0026	1.0411
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.804	0.23	OK	0.7923	0.1381	0.8042
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.855	0.24	OK	-0.8426	-0.1463	0.8552
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.804	0.23	OK	0.7923	0.1381	0.8042
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.855	0.24	OK	-0.8426	-0.1463	0.8552
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.017	0.29	OK	0.2217	0.9930	1.0174
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.037	0.30	OK	-0.2720	-1.0012	1.0375
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	1.017	0.29	OK	0.2217	0.9930	1.0174
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	1.037	0.30	OK	-0.2720	-1.0012	1.0375

Se repite el procedimiento, con los mismos puntos revisados, pero ahora usando el espectro de aceleraciones horizontales elástico del umbral de daño en Engativá.

CHEQUEO DE DERIVAS									
PROYECTO :		USS CALLE 80							
DERIVA = 1.0 % x H_Piso									
NIVEL : BASE				NIVEL : Story1					
H_Piso (m) =		0.000		H_Piso (m) =		3.500			
NUDO		6		NUDO		6			
				Δ PERMITIDO (Cm) =		3.5			
DESPLAZ. NUDO		TOTAL		DERIVAS			DESPLAZ. NUDO		TOTAL
COMB	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.043	0.01	OK	-0.0410	-0.0137	0.0432
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.039	0.01	OK	-0.0375	-0.0121	0.0394
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.039	0.01	OK	-0.0369	-0.0119	0.0388
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.332	0.09	OK	0.3162	0.1010	0.3319
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.408	0.12	OK	-0.3887	-0.1242	0.4081
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.332	0.09	OK	0.3162	0.1010	0.3319
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.408	0.12	OK	-0.3887	-0.1242	0.4081
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.370	0.11	OK	0.0823	0.3604	0.3697
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.414	0.12	OK	-0.1548	-0.3836	0.4137
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.370	0.11	OK	0.0823	0.3604	0.3697
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.414	0.12	OK	-0.1548	-0.3836	0.4137
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.341	0.10	OK	0.3252	0.1039	0.3414
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.399	0.11	OK	-0.3797	-0.1213	0.3986
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.341	0.10	OK	0.3252	0.1039	0.3414
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.399	0.11	OK	-0.3797	-0.1213	0.3986
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.375	0.11	OK	0.0914	0.3633	0.3746
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.408	0.12	OK	-0.1458	-0.3807	0.4077
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.375	0.11	OK	0.0914	0.3633	0.3746
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.408	0.12	OK	-0.1458	-0.3807	0.4077

NIVEL : BASE							NIVEL : Story1		
H_Piso (m) =		0.000		H_Piso (m) =		3.500			
NUDO		31		NUDO		31			
Δ PERMITIDO (Cm) =							3.5		
COMB	DESPLAZ. NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ. NUDO		TOTAL
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.055	0.02	OK	-0.0531	-0.0137	0.0548
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.049	0.01	OK	-0.0476	-0.0121	0.0491
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.048	0.01	OK	-0.0467	-0.0119	0.0482
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.463	0.13	OK	0.4516	0.1010	0.4628
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.557	0.16	OK	-0.5432	-0.1242	0.5572
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.463	0.13	OK	0.4516	0.1010	0.4628
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.557	0.16	OK	-0.5432	-0.1242	0.5572
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.363	0.10	OK	0.0431	0.3604	0.3630
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.407	0.12	OK	-0.1347	-0.3836	0.4066
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.363	0.10	OK	0.0431	0.3604	0.3630
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.407	0.12	OK	-0.1347	-0.3836	0.4066
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.475	0.14	OK	0.4630	0.1039	0.4745
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.545	0.16	OK	-0.5318	-0.1213	0.5455
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.475	0.14	OK	0.4630	0.1039	0.4745
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.545	0.16	OK	-0.5318	-0.1213	0.5455
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.367	0.10	OK	0.0545	0.3633	0.3674
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.400	0.11	OK	-0.1232	-0.3807	0.4001
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.367	0.10	OK	0.0545	0.3633	0.3674
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.400	0.11	OK	-0.1232	-0.3807	0.4001
NIVEL : BASE							NIVEL : Story1		
H_Piso (m) =		0.000		H_Piso (m) =		3.500			
NUDO		29		NUDO		29			
Δ PERMITIDO (Cm) =							3.5		
COMB	DESPLAZ. NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ. NUDO		TOTAL
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.054	0.02	OK	-0.0531	-0.0098	0.0540
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.048	0.01	OK	-0.0476	-0.0089	0.0484
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.048	0.01	OK	-0.0467	-0.0087	0.0475
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.454	0.13	OK	0.4516	0.0428	0.4536
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.546	0.16	OK	-0.5432	-0.0599	0.5465
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.454	0.13	OK	0.4516	0.0428	0.4536
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.546	0.16	OK	-0.5432	-0.0599	0.5465
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.408	0.12	OK	0.0431	0.4056	0.4079
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.444	0.13	OK	-0.1347	-0.4227	0.4436
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.408	0.12	OK	0.0431	0.4056	0.4079
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.444	0.13	OK	-0.1347	-0.4227	0.4436
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.465	0.13	OK	0.4630	0.0449	0.4652
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.535	0.15	OK	-0.5318	-0.0578	0.5349
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.465	0.13	OK	0.4630	0.0449	0.4652
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.535	0.15	OK	-0.5318	-0.0578	0.5349
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.411	0.12	OK	0.0545	0.4077	0.4113
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.438	0.13	OK	-0.1232	-0.4205	0.4382
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.411	0.12	OK	0.0545	0.4077	0.4113
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.438	0.13	OK	-0.1232	-0.4205	0.4382

		NIVEL : BASE						NIVEL : Story1		
		H_Piso (m) =	0.000				H_Piso (m) =	3.500		
		NUDO	34				NUDO	34		
		Δ PERMITIDO (Cm) =			3.5					
COMB		DESPLAZ. NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ. NUDO		TOTAL
		X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1		0.0000	0.0000	0.0000	0.031	0.01	OK	0.0019	0.0308	0.0309
COMDER2		0.0000	0.0000	0.0000	0.027	0.01	OK	0.0011	0.0268	0.0268
COMDER3		0.0000	0.0000	0.0000	0.026	0.01	OK	0.0011	0.0263	0.0263
COMDER4 MAX		0.0000	0.0000	0.0000	0.448	0.13	OK	0.4389	0.0876	0.4476
COMDER4 MIN		0.0000	0.0000	0.0000	0.438	0.13	OK	-0.4368	-0.0360	0.4383
COMDER5 MAX		0.0000	0.0000	0.0000	0.448	0.13	OK	0.4389	0.0876	0.4476
COMDER5 MIN		0.0000	0.0000	0.0000	0.438	0.13	OK	-0.4368	-0.0360	0.4383
COMDER6 MAX		0.0000	0.0000	0.0000	0.515	0.15	OK	0.0258	0.5147	0.5153
COMDER6 MIN		0.0000	0.0000	0.0000	0.464	0.13	OK	-0.0236	-0.4632	0.4638
COMDER7 MAX		0.0000	0.0000	0.0000	0.515	0.15	OK	0.0258	0.5147	0.5153
COMDER7 MIN		0.0000	0.0000	0.0000	0.464	0.13	OK	-0.0236	-0.4632	0.4638
COMDER8 MAX		0.0000	0.0000	0.0000	0.446	0.13	OK	0.4387	0.0811	0.4461
COMDER8 MIN		0.0000	0.0000	0.0000	0.439	0.13	OK	-0.4371	-0.0425	0.4392
COMDER9 MAX		0.0000	0.0000	0.0000	0.446	0.13	OK	0.4387	0.0811	0.4461
COMDER9 MIN		0.0000	0.0000	0.0000	0.439	0.13	OK	-0.4371	-0.0425	0.4392
COMDER10 MAX		0.0000	0.0000	0.0000	0.509	0.15	OK	0.0255	0.5083	0.5089
COMDER10 MIN		0.0000	0.0000	0.0000	0.470	0.13	OK	-0.0239	-0.4696	0.4702
COMDER11 MAX		0.0000	0.0000	0.0000	0.509	0.15	OK	0.0255	0.5083	0.5089
COMDER11 MIN		0.0000	0.0000	0.0000	0.470	0.13	OK	-0.0239	-0.4696	0.4702

NIVEL : BASE							NIVEL : Story1		
H_Piso (m) =		0.000		H_Piso (m) =		3.500			
NUDO		19		NUDO		19			
Δ PERMITIDO (Cm) =							3.5		
COMB	DESPLAZ. NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ. NUDO		TOTAL
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.047	0.01	OK	-0.0472	-0.0029	0.0473
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.043	0.01	OK	-0.0427	-0.0031	0.0428
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.042	0.01	OK	-0.0420	-0.0031	0.0421
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.388	0.11	OK	0.3794	0.0792	0.3876
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.470	0.13	OK	-0.4618	-0.0855	0.4696
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.388	0.11	OK	0.3794	0.0792	0.3876
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.470	0.13	OK	-0.4618	-0.0855	0.4696
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.498	0.14	OK	-0.0150	0.4978	0.4980
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.508	0.15	OK	-0.0674	-0.5040	0.5085
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.498	0.14	OK	-0.0150	0.4978	0.4980
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.508	0.15	OK	-0.0674	-0.5040	0.5085
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.398	0.11	OK	0.3897	0.0800	0.3978
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.459	0.13	OK	-0.4515	-0.0847	0.4594
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.398	0.11	OK	0.3897	0.0800	0.3978
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.459	0.13	OK	-0.4515	-0.0847	0.4594
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.499	0.14	OK	-0.0047	0.4986	0.4986
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.507	0.14	OK	-0.0571	-0.5033	0.5065
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.499	0.14	OK	-0.0047	0.4986	0.4986
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.507	0.14	OK	-0.0571	-0.5033	0.5065

NIVEL : BASE							NIVEL : Story1		
H_Piso (m) =		0.000		H_Piso (m) =		0.000			
NUDO		1		NUDO		1			
Δ PERMITIDO (Cm) =							3.5		
COMB	DESPLAZ. NUDO		TOTAL	DERIVAS			DESPLAZ. NUDO		TOTAL
	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	%	Ok	X (cm)	Y (cm)	δ (cm)
COMDER1	0.0000	0.0000	0.0000	0.041	0.01	OK	-0.0410	-0.0027	0.0411
COMDER2	0.0000	0.0000	0.0000	0.038	0.01	OK	-0.0375	-0.0029	0.0376
COMDER3	0.0000	0.0000	0.0000	0.037	0.01	OK	-0.0369	-0.0029	0.0370
COMDER4 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.327	0.09	OK	0.3162	0.0837	0.3271
COMDER4 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.399	0.11	OK	-0.3887	-0.0896	0.3989
COMDER5 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.327	0.09	OK	0.3162	0.0837	0.3271
COMDER5 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.399	0.11	OK	-0.3887	-0.0896	0.3989
COMDER6 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.508	0.15	OK	0.0823	0.5015	0.5082
COMDER6 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.530	0.15	OK	-0.1548	-0.5074	0.5305
COMDER7 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.508	0.15	OK	0.0823	0.5015	0.5082
COMDER7 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.530	0.15	OK	-0.1548	-0.5074	0.5305
COMDER8 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.336	0.10	OK	0.3252	0.0844	0.3360
COMDER8 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.390	0.11	OK	-0.3797	-0.0888	0.3899
COMDER9 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.336	0.10	OK	0.3252	0.0844	0.3360
COMDER9 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.390	0.11	OK	-0.3797	-0.0888	0.3899
COMDER10 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.510	0.15	OK	0.0914	0.5022	0.5104
COMDER10 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.527	0.15	OK	-0.1458	-0.5066	0.5272
COMDER11 MAX	0.0000	0.0000	0.0000	0.510	0.15	OK	0.0914	0.5022	0.5104
COMDER11 MIN	0.0000	0.0000	0.0000	0.527	0.15	OK	-0.1458	-0.5066	0.5272

Se han verificado las derivas piso a piso en las esquinas y se ha comprobado que cumple para las distintas combinaciones de carga.

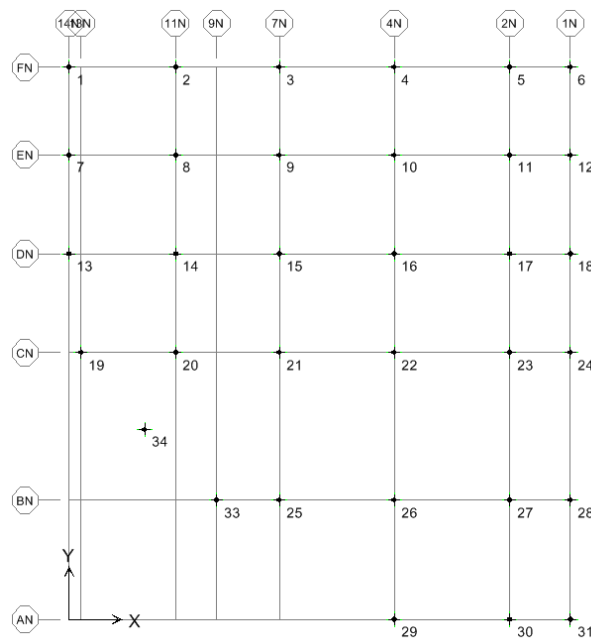
21. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ALTURA DEL EDIFICIO 2.

Se relacionan a continuación y son las presentes en el Modelo para análisis en el programa de Diseño de Estructuras ETABS 9.7.4.

Para el segundo edificio se tienen las siguientes alturas:

DESCRIPCIÓN	ALTURA (m)	ELEVACIÓN (m)
CUBIERTA	3.5	3.50
BASE	0.00	0.00

21.1 PLANTA NOMENCLATURA DE LOS NODOS DE LA ESTRUCTURA N+0.00m. ETABS 9.7.4



Planta numeración de nodos edificio 2- apoyos empotrados restricciones de giro y traslación Nivel N+0.00m, Software ETABS 9.7.4

La planta de nodos en la base se diseña con apoyos empotrados, con restricciones traslación y rotación en los ejes globales X, Y, y Z.

Las restricciones en los apoyos:

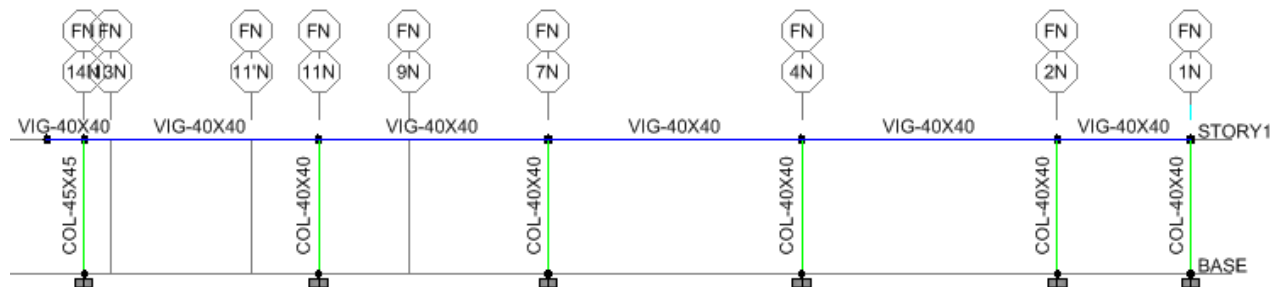
Traslación en X	Rotación en X
Traslación en Y	Rotación en Y
Traslación en Z	Rotación en Z.

21.1.3 PLANTA ESTRUCTURAL CUBIERTA-EDIFICIO 2 NE+3.50m.



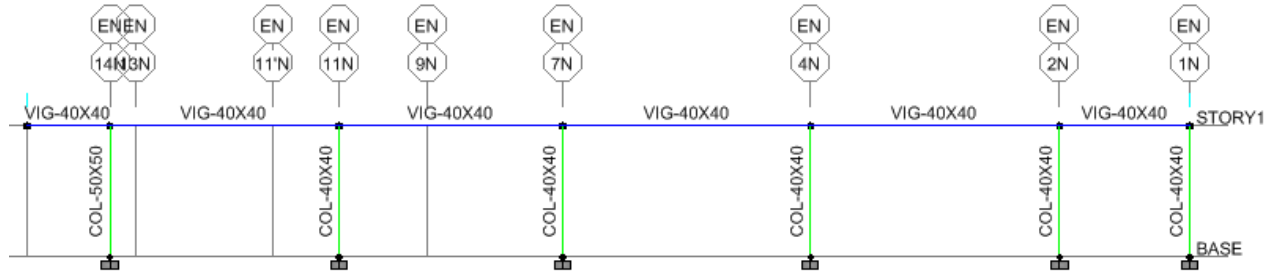
Planta estructura CUBIERTA Nivel N+3.50m, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

21.1.9 ALZADO ESTRUCTURAL EJE GN-EDIFICIO 2.



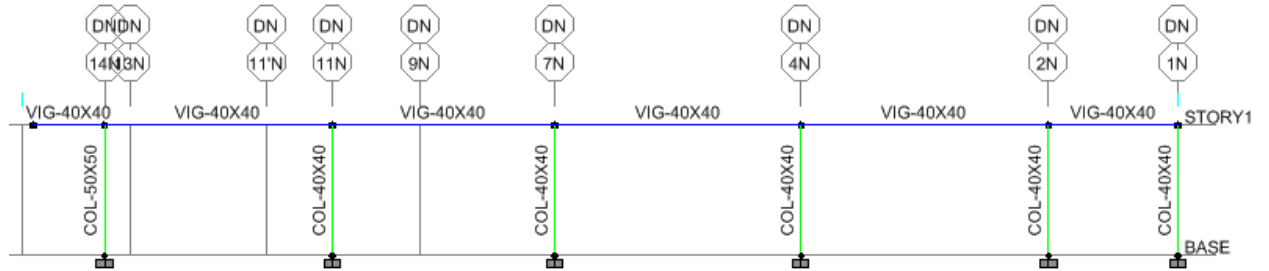
Alzado estructura EJE FN-EDIFICIO 2, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

21.1.10 ALZADO ESTRUCTURAL EJE EN-EDIFICIO 2.



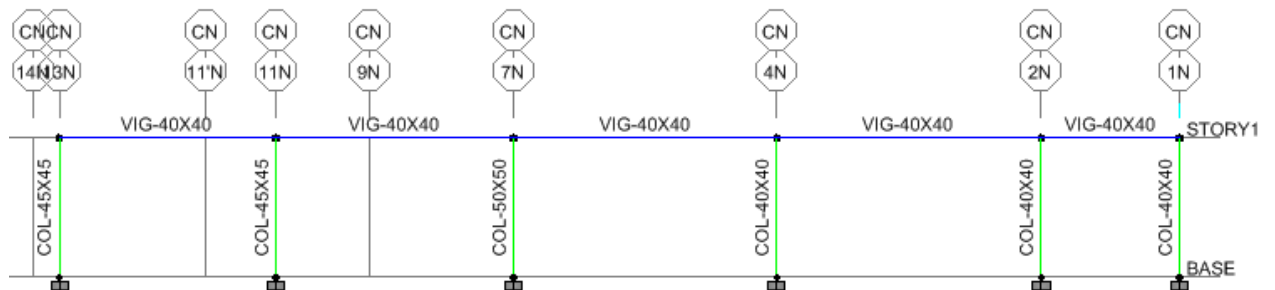
Alzado estructura EJE EN-EDIFICIO 2, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

21.1.11 ALZADO ESTRUCTURAL EJE DN-EDIFICIO 2.



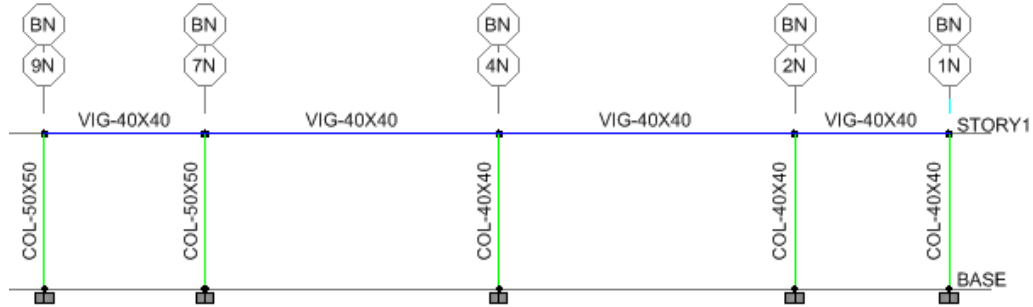
Alzado estructura EJE DN-EDIFICIO 2, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

21.1.11 ALZADO ESTRUCTURAL EJE CN-EDIFICIO 2.



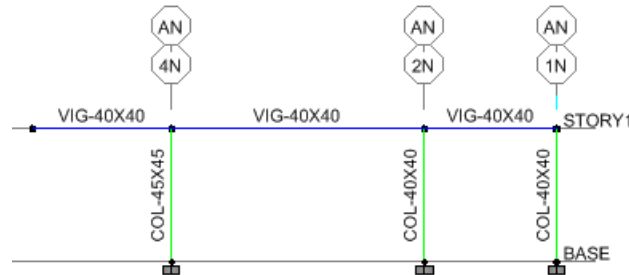
Alzado estructura EJE CN-EDIFICIO 2, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

21.1.12 ALZADO ESTRUCTURAL EJE BN-EDIFICIO 2.



Alzado estructura EJE BN-EDIFICIO 2, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

21.1.13 ALZADO ESTRUCTURAL EJE AN-EDIFICIO 2.



Alzado estructura EJE AN-EDIFICIO 2, Sistema pórticos tridimensionales en concreto armado - Software ETABS 9.7.4.

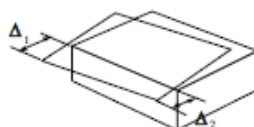
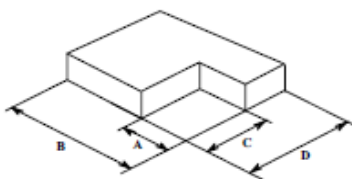
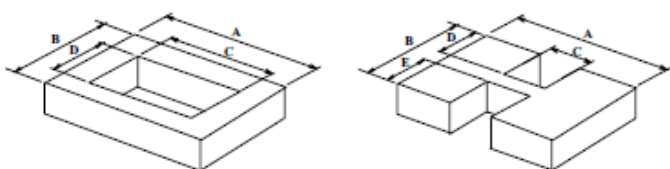
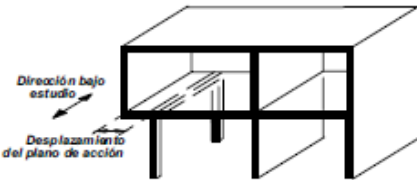
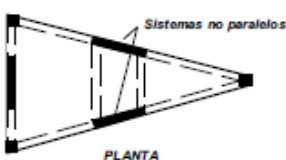
21.2 MEZCLA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ALTURA DEL EDIFICIO 2

21.2.1 COEFICIENTES PARA IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p (NSR-10 A.3.6)

Irregularidades en planta, valores de Φ_p . Tabla A.3.6 NSR-10

Tipo	Parámetro	ϕ_p Edificio 2
1a _p	Irregularidad Torsional	0.9
1b _p	Irregularidad Torsional Extrema	0.8
2 _p	Retrocesos en las Esquinas	0.9
3 _p	Irregularidad del Diafragma	1.0

4p	Desplazamiento de los planos de acción	0.8
5p	Sistemas no Paralelos	0.9

<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>
	
<p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p>	
	
<p>Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$ 1) $C \times D > 0.5A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$</p>	
	
<p>Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$</p>	
	
<p>Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$</p>	
	

21.3 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN PLANTA

21.3.1 DESPLAZAMIENTOS $\Delta 1$ Y $\Delta 2$ DEL DIAFRAGMA RÍGIDO DE LA EDIFICACIÓN IRREGULARIDAD TORSIONAL, Y TORSIONAL EXTREMA TIPO 1ap Y 1bp

La irregularidad torsional (1ap), se presenta cuando en la edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura (Δ), calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado es mayor de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos ($\Delta 1$ y $\Delta 2$) de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.

$$1.4 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right) \geq \Delta 1 > 1.2 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right) \Rightarrow \Phi = 0.9$$

La irregularidad torsional extrema (1bp) existe cuando la edificación con diafragma rígido, la misma deriva de piso de un mismo extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a una eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos ($\Delta 1$ y $\Delta 2$) de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.

$$\Delta 1 > 1.4 \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2} \right) \Rightarrow \Phi = 0.8$$

A continuación se anexa la tabla (Hoja electrónica Excel) con los valores para el chequeo de la irregularidad torsional tipo **1ap** y **1bp**, para tal efecto se emplea las **COMBINACIONES DE CARGAS DERIVAS** del Software de Diseño ETABS 9.7.4, previamente descritas.

COMDER5 MIN															
1	-0.851	-0.1476													
6	-0.851	-0.0865	-0.852												
13	-0.852	-0.1476													
29	-0.8551	-0.1073	-0.8551	-0.8551	-1.02366	-1.19427	NO	NO	1.00	-0.1476	-0.14046	-0.16387	NO	NO	1.00
31	-0.8551	-0.0865													
COMDER6 MAX															
1	0.2133	0.9917													
6	0.2133	0.744	0.2133												
13	0.1072	0.9917													
29	0.1947	0.8216	0.2133	0.2133	0.2448	0.2856	NO	NO	1.00	0.9917	1.04142	1.21499	NO	NO	1.00
31	0.1947	0.744													
COMDER6 MIN															
1	-0.2804	-1.0026													
6	-0.2804	-0.7246	-0.2804												
13	-0.163	-1.0026													
29	-0.2285	-0.8128	-0.2804	-0.2804	-0.30534	-0.35623	NO	NO	1.00	-1.0026	-1.03632	-1.20904	NO	NO	1.00
31	-0.2285	-0.7246													
COMDER7 MAX															
1	0.2133	0.9917													
6	0.2133	0.744	0.2133												
13	0.1072	0.9917													
29	0.1947	0.8216	0.2133	0.2133	0.2448	0.2856	NO	NO	1.00	0.9917	1.04142	1.21499	NO	NO	1.00
31	0.1947	0.744													
COMDER7 MIN															
1	-0.2804	-1.0026													
6	-0.2804	-0.7246	-0.2804												
13	-0.163	-1.0026													
29	-0.2285	-0.8128	-0.2804	-0.2804	-0.30534	-0.35623	NO	NO	1.00	-1.0026	-1.03632	-1.20904	NO	NO	1.00
31	-0.2285	-0.7246													
COMDER8 MAX															
1	0.7923	0.1381													
6	0.7923	0.1035	0.8031												
13	0.8031	0.1381													
29	0.8256	0.115	0.8256	0.8256	0.97074	1.13253	NO	NO	1.00	0.1381	0.14496	0.16912	NO	NO	1.00
31	0.8256	0.1035													
COMDER8 MIN															
1	-0.8426	-0.1463													
6	-0.8426	-0.0889	-0.845												
13	-0.845	-0.1463													
29	-0.8509	-0.1084	-0.8509	-0.8509	-1.0161	-1.18545	NO	NO	1.00	-0.1463	-0.14112	-0.16464	NO	NO	1.00
31	-0.8509	-0.0889													
COMDER9 MAX															
1	0.7923	0.1381													
6	0.7923	0.1035	0.8031												
13	0.8031	0.1381													
29	0.8256	0.115	0.8256	0.8256	0.97074	1.13253	NO	NO	1.00	0.1381	0.14496	0.16912	NO	NO	1.00
31	0.8256	0.1035													
COMDER9 MIN															
1	-0.8426	-0.1463													
6	-0.8426	-0.0889	-0.845												
13	-0.845	-0.1463													
29	-0.8509	-0.1084	-0.8509	-0.8509	-1.0161	-1.18545	NO	NO	1.00	-0.1463	-0.14112	-0.16464	NO	NO	1.00
31	-0.8509	-0.0889													

- Evaluados los valores para desplazamiento horizontal en los pares de nodos de la estructura (1-13), (6-31), (1-6) y (29-31), en cada piso, de cada combinación de deriva, no hay ni irregularidad torsional, ni irregularidad torsional extrema. Por lo tanto para este tipo de irregularidad se toma $\Phi_p = 1.0$ para el edificio 2.

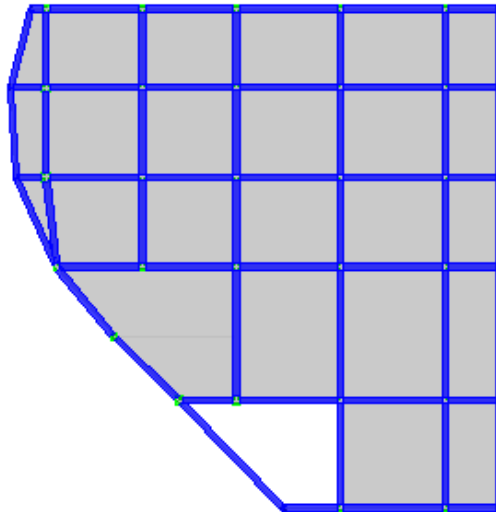
21.3.2 CHEQUEO DE IRREGULARIDAD EN PLANTA – TIPO 2p RETROCESOS EN LAS ESQUINAS

La estructura se considera irregular cuando presenta retrocesos excesivos en sus esquinas, considerándolo excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores al 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.

$$A > 0.15B \quad C > 0.15D \Rightarrow \Phi_p = 0.9$$

A y B Corresponde a las caras localizadas en el mismo sentido de la proyección del retroceso (Paralelo al eje de análisis de la estructura)

C Y D Corresponde a las caras localizadas en el sentido perpendicular a la proyección de las caras anteriores (A y B)



Planta estructural CUBIERTA-Edificio 2, Evaluación retrocesos en las esquinas - Software ETABS 9.7.4

- Evaluados los retrocesos en las esquinas, se observa que cumple con irregularidad en planta para la estructura tipo 2P, por tanto $\Phi_p = 0.9$

21.3.3 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 3P - DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

Cuando el diafragma presenta discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores

al 50% del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50% entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.

- $C * D > 0.5A * B$ (1)
- $(C * D + C * E) > 0.5A * B$ (2)

De cumplirse esta condición (Irregularidad tipo 3P), debe aplicarse el factor de corrección $\Phi_p = 0.9$

- Este criterio no aplica para la estructura: $\Phi_p = 1.0$

21.3.4 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 4P - DISCONTINUIDAD DE LOS PLANOS DE ACCIÓN

La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o mansardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.

El valor para el coeficiente de reducción para irregularidad en planta por discontinuidad de los planos de acción Tipo 4P es: $\Phi_p = 0.8$

- Realizado el chequeo bajo las consideraciones expuestas anteriormente se tiene que **no** se presenta irregularidad en planta Tipo 4P, para esta edificación: $\Phi_p = 1.0$

21.3.5 IRREGULARIDAD EN PLANTA TIPO 5P - SISTEMAS NO PARALELOS

Las direcciones de acción horizontal de los sistemas verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular. El valor para el coeficiente de reducción para la irregularidad en planta Tipo 5P es: $\Phi_p = 0.9$

- Realizado el chequeo bajo las consideraciones expuestas anteriormente se tiene que **si** se presenta irregularidad en planta Tipo 5P, dado que algunos planos de la estructura, no son ortogonales, por lo tanto el coeficiente de reducción a emplear es: $\Phi_p = 0.9$

21.4 IRREGULARIDAD EN ALTURA (NSR-10 A.3.7)

Irregularidades en altura, valores de ϕ_a . Tabla A.3.7 NSR-10

Tipo	Parámetro	ϕ_a Edificio 2
1aA	Piso Flexible	0.9
1bA	Piso Flexible extremo	0.8
2A	Distribución masa	0.9
3A	Geometría	0.9
4A	Desplazamiento dentro del Plano de Acción	0.8
5aA	Piso Débil – Discontinuidad en la Resistencia	0.9
5bA	Piso Débil – Discontinuidad Extrema en la Resistencia	0.8

<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p> <p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$</p>	
<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$</p> <p>$a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$</p> <p>$b > a$</p>	
<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p> <p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

21.4.1 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 1aA y 1bA- PISO FLEXIBLE

Piso flexible (1aA), este tipo de irregularidad se presenta cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70% pero superior o igual al 60% de la rigidez del piso superior, o menor del 80% pero superior o igual al 70% del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.

$$0.60 \text{ Rigidez } K_o \leq \text{Rigidez } K_c < 0.70 \text{ Rigidez } K_o \quad (1)$$

$$0.70 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3} \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3} \quad (2)$$

El coeficiente de reducción para este tipo de irregularidad es: $\Phi_p = 0.9$

Para piso flexible con irregularidad extrema en rigidez (IbA), se presenta cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60% de la rigidez del piso superior o menor del 70% del promedio de la rigidez de los pisos superiores, la estructura se considera irregular.

$$\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D \quad (1)$$

$$\text{Rigidez } K_D < 0.70 \left(\frac{K_D + K_E + K_F}{3} \right) \quad (2)$$

El coeficiente de reducción para este tipo de irregularidad es: $\Phi_a = 0.8$

- Este tipo de irregularidad en altura, piso flexible y piso flexible con irregularidad extrema en sus rigideces de Tipo 1aA e 1bA, no aplican para la estructura de estudio por lo tanto $\Phi_a = 1.0$

21.4.2 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 2A - IRREGULARIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN DE LAS MASAS

Aplica cuando la masa m_D de cualquier piso es mayor de 1.5 veces la masa de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular, se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.

$$m_D > 1.5m_E \quad (1)$$

$$m_D > 1.5m_C \quad (2)$$

El valor del coeficiente de reducción es de: $\Phi_a = 0.9$

Chequeo de la irregularidad en altura Tipo 2A.

La Masa de la edificación se expresa en Kg (A.3). Debe incluir la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques, y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25% de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso Ver Capítulos A.4 y A.5 NSR-10

⇒ Las estructuras *no* presenta irregularidad tipo 2A.”

- Evaluada la irregularidad en altura de tipo 2A (Irregularidad en la distribución de las masas), se tiene que; la estructura en estudio **no** presenta irregularidad en altura, por lo tanto debe emplearse el coeficiente de reducción de : $\Phi_a = 1.0$

21.4.3 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 3A - GEOMETRIA

Se presenta cuando la dirección horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.

$$a > 1.30b$$

El coeficiente de reducción para irregularidad en altura Tipo 3A es: $\Phi_a = 0.9$

Chequeo de la irregularidad tipo 3A:

- No plica este criterio a la estructura, se debe usar el coeficiente de reducción: $\Phi_a = 1.0$

21.4.4 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 4A – DESPLAZAMIENTOS DENTRO DEL PLANO DE ACCIÓN

La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos se eximen de esta consideración de irregularidad.

El coeficiente de reducción para irregularidad en altura Tipo 4A es: $\Phi_a = 0.8$

b > a

- La estructura **no** presenta irregularidad del tipo 4A, las columnas se desarrollan de manera colineal entre los dos pisos desde la cimentación hasta la cubierta de la edificación.

21.4.5 IRREGULARIDAD EN ALTURA TIPO 5aA Y 5bA – PISO DEBIL Y PISO DEBIL EXTREMO

Piso débil, discontinuidad en la resistencia, cuando la resistencia del piso es menor del 80% de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65%, entendiendo la resistencia del piso como la suma de la resistencia de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.

$0.65 \text{ Resistencia del piso C} \leq \text{Resistencia piso B} < 0.80 \text{ Resistencia del piso C}$

El coeficiente de reducción a emplear para irregularidad en altura Tipo 5aA, discontinuidad en la resistencia es: $\Phi_a = 0.9$

Para la irregularidad del Tipo 5bA, se tiene una discontinuidad extrema en la resistencia, cuando la resistencia del piso es menor del 65% de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.

$\text{Resistencia del piso B} < 0.65 \text{ Resistencia piso C}$

El coeficiente de reducción a emplear para irregularidad en altura Tipo 5bA, discontinuidad extrema en la resistencia es: $\Phi_a = 0.8$

La estructura en estudio **no** presenta irregularidad del tipo 5aA, y 5bA, la cual aplica para edificaciones con más de tres pisos. Sin embargo los pisos de la edificación se consideran fuertes, por tanto el coeficiente a emplear para los dos casos es: $\Phi_a = 1.0$

21.5 CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL POR PISO

Debe suponerse que la masa de todos los pisos esta desplazada transversalmente, cualquiera de los dos lados del centro de masa una distancia igual al 5% de la dimensión de la edificación en ese piso.

Spec	Mode	Period	DampRatio	SpecFactor
SX	1	0.292467	0.05	1
SX	2	0.285549	0.05	1
SX	3	0.24867	0.05	1
SX	4	0.022945	0.05	1
SX	5	0.008554	0.05	1
SY	1	0.292467	0.05	1
SY	2	0.285549	0.05	1
SY	3	0.24867	0.05	1
SY	4	0.022945	0.05	1
SY	5	0.008554	0.05	1

22. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS F_s PARA EL EDIFICIO 2.

11.1 REDUCCIÓN DEL VALOR DE “R” PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA (A.3.3.3 NSR-10)

- Para el edificio 2 se tiene:

$$R_o = 5.0 \text{ Tabla A.3.3 NSR-10}$$

$$\Omega = 3.0 \text{ Tabla A.3.3 NSR-10}$$

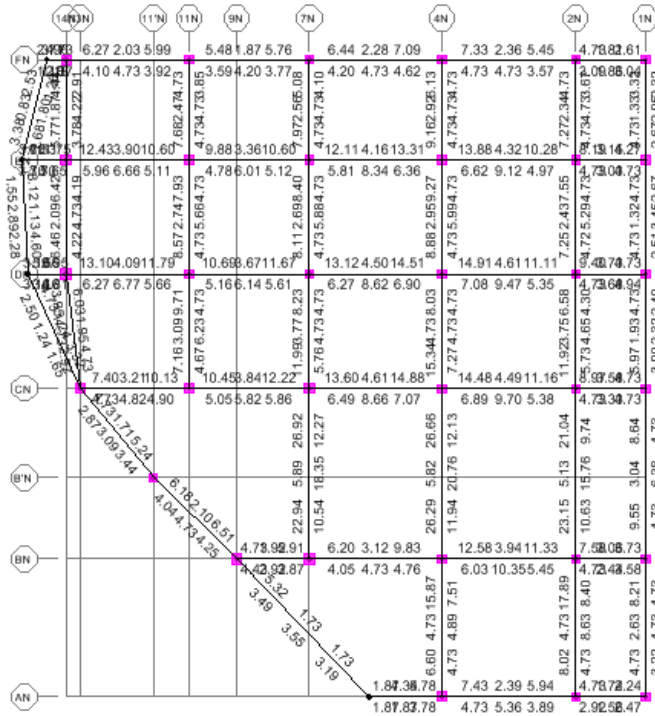
$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_o$$

$$R = 0.9 * 1.0 * 1.0 * 5.0 = 4.5$$

R = 4.5

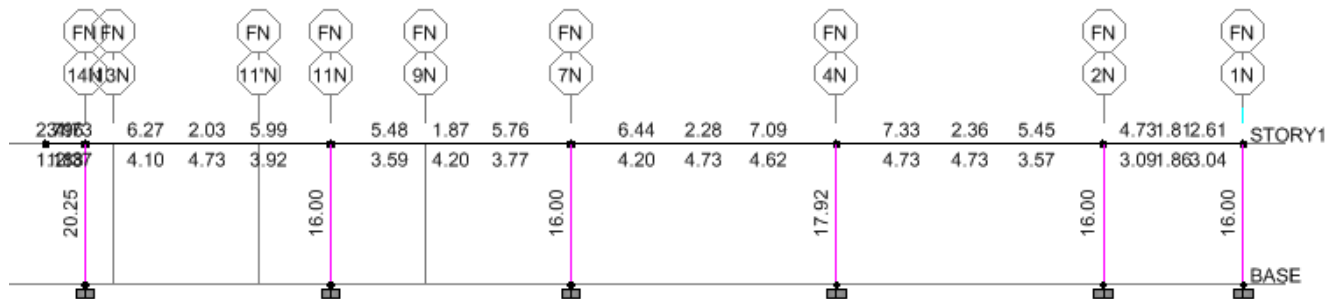
23. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO DEL EDIFICIO 2.

23.1.3 DISEÑO DE VIGAS EN CONCRETO CUBIERTA - EDIFICIO 2 NE+3.50m.



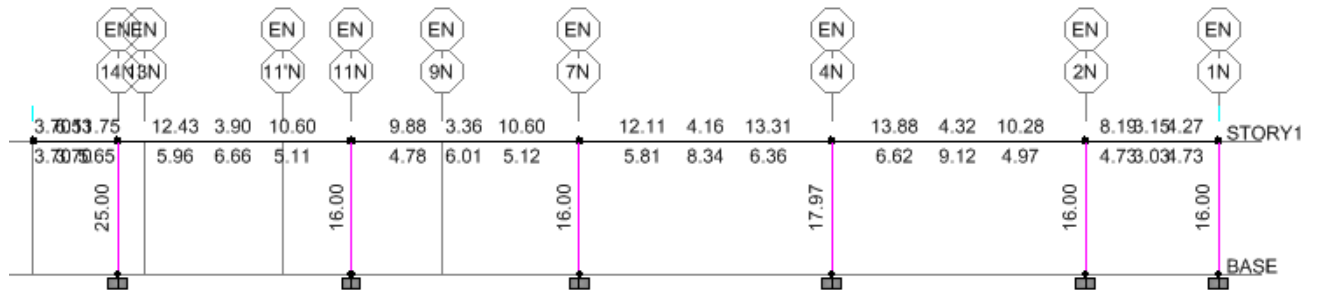
Planta diseño vigas en concreto Nivel NE+3.50m.

23.1.9 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE FN-EDIFICIO 2



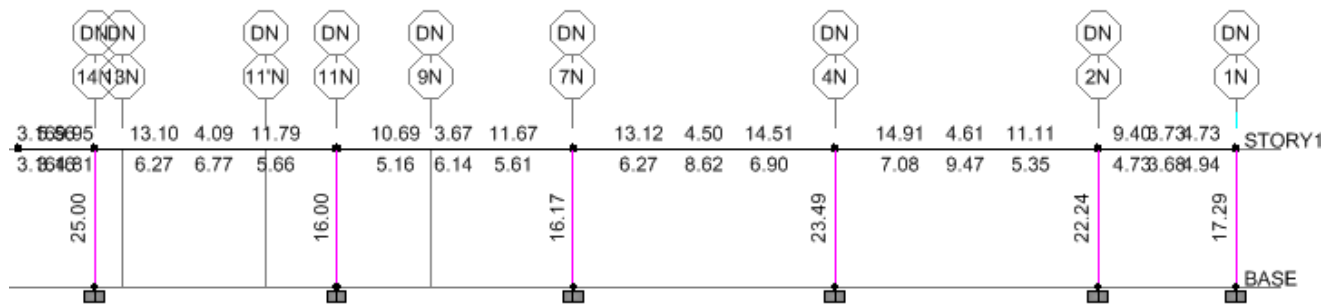
Alzado diseño de columnas en concreto EJE FN-EDIFICIO 2.

23.1.10 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE EN-EDIFICIO 2



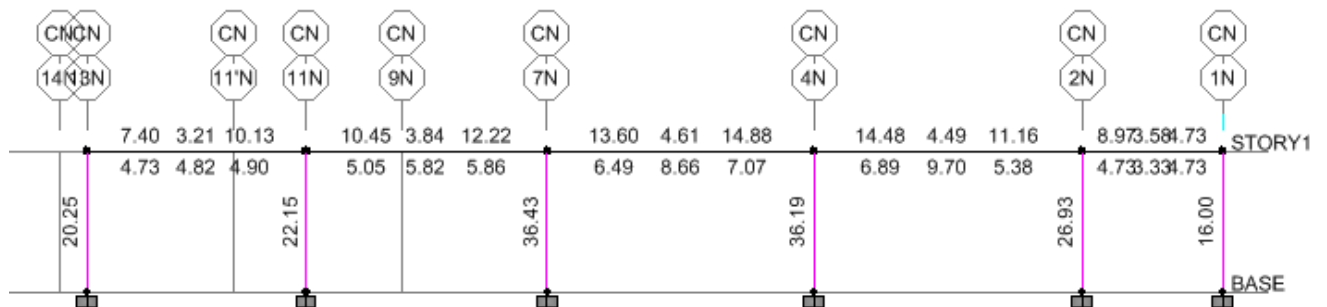
Alzado diseño de columnas en concreto EJE EN-EDIFICIO 2.

23.1.11 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE DN-EDIFICIO 2



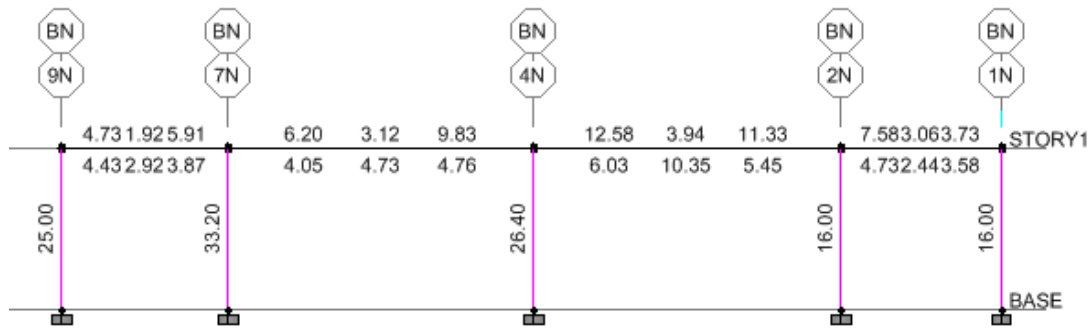
Alzado diseño de columnas en concreto EJE DN-EDIFICIO 2.

23.1.12 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE CN-EDIFICIO 2



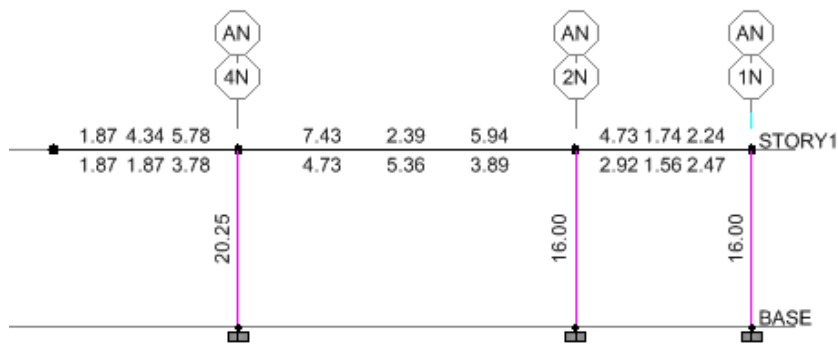
Alzado diseño de columnas en concreto EJE CN-EDIFICIO 2.

23.1.13 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE BN-EDIFICIO 2



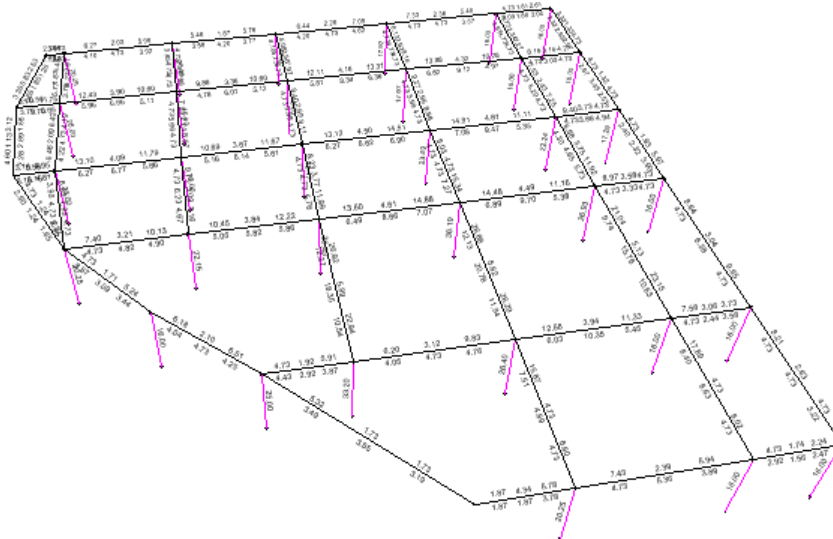
Alzado diseño de columnas en concreto EJE BN-EDIFICIO 2.

23.1.14 DISEÑO DE COLUMNAS EN CONCRETO EJE AN-EDIFICIO 2



Alzado diseño de columnas en concreto EJE AN-EDIFICIO 2.

23.1.16 DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO TRIDIMENSIONALES – EDIFICIO 2



Axionometría vigas y columnas en concreto tridimensionales –EDIFICIO 2

24. DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS EN CONCRETO EN DC-CAD DEL EDIFICIO 2

Para el diseño de vigas se requirió la asistencia de ETABS 9.7.4 y para el despiece de las mismas se usó DC-CAD.

24.1 DISEÑO DE VIGAS EDIFICIO 2

V-01/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=0.55		B=0.40 H=0.40 L=5.72		B=0.40 H=0.40 L=5.60		B=0.40 H=0.40 L=6.23	
Mu=-22.75	Mu=-47.77	Mu=-82.07	Mu=-78.57	Mu=-72.06	Mu=-75.68	Mu=-84.16	Mu=-92.23
As=4.74	As=4.74	As=6.29	As=6.01	As=5.50	As=5.78	As=6.46	As=7.11
Mu=0.00	Mu=9.55	Mu=27.36	Mu=26.19	Mu=24.02	Mu=25.23	Mu=28.05	Mu=30.74
As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74
Vu=32.55		Vu=17.43		Vu=12.17		Vu=11.98	
B=0.40 H=0.40 L=6.28		B=0.40 H=0.40 L=3.09					
Mu=-95.27	Mu=-71.63	Mu=-62.12	Mu=-26.31				
As=7.35	As=5.46	As=4.74	As=4.74				
Mu=31.76	Mu=23.88	Mu=20.71	Mu=30.58				
As=4.74	As=4.74	As=4.74	As=4.74				
Vu=-12.53		Vu=-46.61					

V-010/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=8.02		B=0.40 H=0.40 L=5.25		B=0.40 H=0.40 L=5.31		B=0.40 H=0.40 L=4.60	
Mu=-268.31 As=23.03	Mu=-308.81 As=27.35	Mu=-151.13 As=12.03	Mu=-106.33 As=8.25	Mu=-104.92 As=8.14	Mu=-108.37 As=8.42	Mu=-103.14 As=7.99	Mu=-67.00 As=5.10
Mu=89.44 As=11.05	Mu=102.94 As=11.05	Mu=50.38 As=4.74	Mu=35.44 As=4.74	Mu=34.97 As=4.74	Mu=36.12 As=4.74	Mu=34.38 As=4.74	Mu=22.33 As=4.74
Vu=20.30		Vu=-30.72		Vu=17.07		Vu=-37.04	

V-011/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=6.45		B=0.40 H=0.40 L=8.12		B=0.40 H=0.40 L=5.30		B=0.40 H=0.40 L=5.31	
Mu=-86.20 As=6.62	Mu=-194.93 As=15.92	Mu=-301.24 As=26.52	Mu=-305.65 As=27.00	Mu=-189.10 As=15.39	Mu=-103.90 As=8.06	Mu=-114.23 As=8.90	Mu=-118.95 As=9.30
Mu=38.99 As=4.74	Mu=64.98 As=4.94	Mu=100.42 As=12.50	Mu=101.88 As=12.50	Mu=63.03 As=4.79	Mu=37.82 As=4.74	Mu=38.08 As=4.74	Mu=39.65 As=4.74
Vu=45.84		Vu=13.97		Vu=-43.99		Vu=25.89	
B=0.40 H=0.40 L=4.60							
Mu=-117.60 As=9.18	Mu=-80.31 As=6.15						
Mu=39.20 As=4.74	Mu=27.48 As=4.74						
Vu=-49.84							

V-012/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=6.48		B=0.40 H=0.40 L=8.12		B=0.40 H=0.40 L=5.30		B=0.40 H=0.40 L=5.31	
Mu=-103.72 As=8.04	Mu=-216.75 As=17.95	Mu=-270.35 As=23.24	Mu=-249.38 As=21.12	Mu=-150.36 As=11.96	Mu=-85.94 As=6.60	Mu=-94.32 As=7.28	Mu=-98.03 As=7.58
Mu=43.35 As=5.19	Mu=72.25 As=5.51	Mu=90.12 As=9.49	Mu=83.13 As=9.49	Mu=50.12 As=4.74	Mu=30.07 As=4.74	Mu=31.44 As=4.74	Mu=32.68 As=4.74
Vu=31.40		Vu=-9.95		Vu=-27.95		Vu=14.81	
B=0.40 H=0.40 L=4.60							
Mu=-94.55 As=7.29	Mu=-57.94 As=4.74						
Mu=31.52 As=4.74	Mu=19.32 As=4.74						
Vu=-31.59							

V-013/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=6.48		B=0.40 H=0.40 L=8.12		B=0.40 H=0.40 L=5.30		B=0.40 H=0.40 L=5.31	
Mu=-49.67 As=4.74	Mu=-106.10 As=8.24	Mu=-122.38 As=9.58	Mu=-111.36 As=8.67	Mu=-78.26 As=5.99	Mu=-48.50 As=4.74	Mu=-50.73 As=4.74	Mu=-53.75 As=4.74
Mu=21.22 As=4.74	Mu=35.37 As=4.74	Mu=40.79 As=4.74	Mu=37.12 As=4.74	Mu=26.09 As=4.74	Mu=23.38 As=4.74	Mu=16.91 As=4.74	Mu=17.92 As=4.74
Vu=18.56		Vu=6.16		Vu=-15.84		Vu=9.69	
B=0.40 H=0.40 L=4.60							
Mu=-53.93 As=4.74	Mu=-33.33 As=4.74						
Mu=17.98 As=4.74	Mu=11.11 As=4.74						
Vu=-20.04							

V-02/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=1.77		B=0.40 H=0.40 L=5.69		B=0.40 H=0.40 L=5.60		B=0.40 H=0.40 L=6.23	
Mu=-0.00 As=4.74	Mu=-148.37 As=11.79	Mu=-156.21 As=12.47	Mu=-134.82 As=10.63	Mu=-126.27 As=9.91	Mu=-134.87 As=10.63	Mu=-152.53 As=12.15	Mu=-166.39 As=13.36

Mu=32.57 As=4.74	Mu=29.67 As=4.74	Mu=52.07 As=4.74	Mu=44.94 As=4.74	Mu=42.09 As=4.74	Mu=44.96 As=4.74	Mu=50.84 As=5.02	Mu=55.46 As=5.02
Vu=81.50		Vu=-28.96		Vu=19.95		Vu=19.55	
B=0.40 H=0.40 L=6.28		B=0.40 H=0.40 L=3.09					
Mu=-172.76 As=13.92	Mu=-131.07 As=10.31	Mu=-105.84 As=8.21	Mu=-42.74 As=4.74				
Mu=57.59 As=5.49	Mu=43.69 As=5.49	Mu=35.28 As=4.74	Mu=49.79 As=4.74				
Vu=-21.01		Vu=-77.50					

V-03/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=1.47		B=0.40 H=0.40 L=5.69		B=0.40 H=0.40 L=5.60		B=0.40 H=0.40 L=6.23	
Mu=-0.00 As=4.74	Mu=-127.17 As=9.98	Mu=-163.98 As=13.15	Mu=-148.82 As=11.83	Mu=-135.89 As=10.72	Mu=-147.47 As=11.71	Mu=-164.20 As=13.17	Mu=-179.92 As=14.56
Mu=27.17 As=4.74	Mu=25.43 As=4.74	Mu=54.66 As=4.74	Mu=49.61 As=4.74	Mu=45.30 As=4.74	Mu=49.16 As=4.74	Mu=54.73 As=5.19	Mu=59.97 As=5.19
Vu=83.41		Vu=-37.89		Vu=27.20		Vu=25.99	
B=0.40 H=0.40 L=6.28		B=0.40 H=0.40 L=3.09					
Mu=-184.36 As=14.96	Mu=-140.89 As=11.15	Mu=-120.51 As=9.43	Mu=-58.45 As=4.74				
Mu=61.45 As=5.70	Mu=46.96 As=5.70	Mu=40.17 As=4.74	Mu=65.18 As=4.95				
Vu=-26.18		Vu=-96.50					

V-04/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=5.00		B=0.40 H=0.40 L=5.53		B=0.40 H=0.40 L=6.18		B=0.40 H=0.40 L=6.28	
Mu=-96.18 As=7.43	Mu=-129.26 As=10.16	Mu=-133.14 As=10.49	Mu=-153.82 As=12.26	Mu=-169.70 As=13.65	Mu=-184.05 As=14.93	Mu=-179.62 As=14.53	Mu=-141.52 As=11.20
Mu=32.06 As=4.74	Mu=43.09 As=4.74	Mu=44.38 As=4.74	Mu=51.27 As=4.74	Mu=56.57 As=5.21	Mu=61.35 As=5.21	Mu=59.87 As=5.84	Mu=47.17 As=5.84
Vu=51.39		Vu=36.99		Vu=31.08		Vu=-23.56	
B=0.40 H=0.40 L=3.09							
Mu=-115.36 As=9.00	Mu=-57.21 As=4.74						
Mu=38.45 As=4.74	Mu=58.07 As=4.74						
Vu=-90.35							

V-05/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=3.12		B=0.40 H=0.40 L=6.18		B=0.40 H=0.40 L=6.28		B=0.40 H=0.40 L=3.09	
Mu=-53.86 As=4.74	Mu=-77.55 As=5.93	Mu=-81.15 As=6.22	Mu=-125.68 As=9.86	Mu=-157.99 As=12.62	Mu=-143.46 As=11.37	Mu=-98.40 As=7.61	Mu=-37.44 As=4.74
Mu=44.32 As=4.74	Mu=25.85 As=4.74	Mu=27.05 As=4.74	Mu=41.89 As=4.74	Mu=52.66 As=6.23	Mu=47.82 As=6.23	Mu=32.80 As=4.74	Mu=35.92 As=4.74
Vu=69.11		Vu=23.79		Vu=-13.53		Vu=-65.10	

V-06/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=3.23		B=0.40 H=0.40 L=6.26		B=0.40 H=0.40 L=3.09	
Mu=-0.00 As=4.74	Mu=-75.83 As=5.79	Mu=-96.47 As=7.45	Mu=-77.89 As=5.96	Mu=-58.76 As=4.74	Mu=-22.66 As=4.74
Mu=12.62 As=4.74	Mu=15.17 As=4.74	Mu=32.16 As=4.74	Mu=25.97 As=4.74	Mu=19.59 As=4.74	Mu=24.88 As=4.74
Vu=25.10		Vu=-12.20		Vu=-40.77	

V-07/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=9.08		B=0.40 H=0.40 L=5.36		B=0.40 H=0.40 L=5.35		B=0.40 H=0.40 L=5.84	
Mu=-0.00 As=4.74	Mu=-70.00 As=5.33	Mu=-85.05 As=6.53	Mu=-80.85 As=6.19	Mu=-69.07 As=5.26	Mu=-57.87 As=4.74	Mu=-33.33 As=4.74	Mu=-50.51 As=4.74
Mu=14.74 As=4.74	Mu=14.00 As=4.74	Mu=28.35 As=4.74	Mu=26.95 As=4.74	Mu=23.02 As=4.74	Mu=19.29 As=4.74	Mu=11.11 As=4.74	Mu=16.84 As=4.74
Vu=-10.68		Vu=15.96		Vu=16.27		Vu=-8.83	
B=0.40 H=0.40 L=5.32		B=0.40 H=0.40 L=4.75					
Mu=-45.99 As=4.74	Mu=-31.40 As=4.74	Mu=-33.95 As=4.74	Mu=-25.56 As=4.74				
Mu=15.33 As=4.74	Mu=10.47 As=4.74	Mu=11.32 As=4.74	Mu=8.52 As=4.74				
Vu=3.70		Vu=-4.95					
V-08/STORY1							
B=0.40 H=0.40 L=5.27		B=0.40 H=0.40 L=5.21		B=0.40 H=0.40 L=4.53			
Mu=-59.70 As=4.74	Mu=-79.08 As=6.05	Mu=-84.40 As=6.48	Mu=-83.96 As=6.44	Mu=-75.77 As=5.79	Mu=-44.41 As=4.74		
Mu=19.90 As=4.74	Mu=26.36 As=4.74	Mu=28.13 As=4.74	Mu=27.99 As=4.74	Mu=25.26 As=4.74	Mu=15.15 As=4.74		
Vu=-17.14		Vu=-15.23		Vu=-25.62			

V-09/STORY1

B=0.40 H=0.40 L=5.28		B=0.40 H=0.40 L=5.31		B=0.40 H=0.40 L=4.60	
Mu=-93.22 As=7.19	Mu=-124.24 As=9.74	Mu=-110.44 As=8.59	Mu=-102.72 As=7.96	Mu=-99.59 As=7.70	Mu=-62.17 As=4.74
Mu=31.07 As=4.74	Mu=41.41 As=4.74	Mu=36.81 As=4.74	Mu=34.24 As=4.74	Mu=33.20 As=4.74	Mu=20.73 As=4.74

24.4 DISEÑO DE COLUMNAS EDIFICIO 2

Es 1ColumnaDN-14N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.50	.50	50.22	38.76				16/#5 (1.3%)	0.21
		1.00			182.84	72.58	-259.62	230.46	104.95	16/#5 (1.3%)	0.66

Es 1ColumnaEN-14N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.50	.50	-39.18	-48.09				16/#5 (1.3%)	0.19
		1.00			137.14	85.79	-433.26	165.25	116.16	16/#5 (1.3%)	0.54

Es 1ColumnaFN-14N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.45	.45	-4.37	-62.07				16/#5 (1.6%)	0.25
		1.00			50.42	74.12	-187.67	78.32	90.37	16/#5 (1.6%)	0.38

Es 1ColumnaCN-13N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.45	.45	88.89	49.78				16/#5 (1.6%)	0.43
		1.00			-145.39	-59.94	-137.81	184.19	77.47	16/#5 (1.6%)	0.62

Es 1Columna B'N-11'N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.40	.40	37.58	22.11				12/#5 (1.5%)	0.27
		1.00			57.28	40.09	-120.61	80.38	48.60	12/#5 (1.5%)	0.44

Es 1Columna CN-11N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.45	.45	83.77	81.12				16/#5 (1.6%)	0.47
		1.00			-143.97	-104.96	-215.47	213.59	127.31	16/#5 (1.6%)	0.70

Es 1ColumnaDN-11N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.40	.40	-65.53	-41.62				12/#5 (1.5%)	0.44
		1.00			105.00	66.15	-479.17	164.72	97.90	12/#5 (1.5%)	0.72

Es 1ColumnaEN-11N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.40	.40	-48.45	-46.19				12/#5 (1.5%)	0.39
		1.00			76.66	68.31	-453.00	123.13	100.13	12/#5 (1.5%)	0.61

STORY1					59.42	31.76				12/#5 (1.5%)	0.39
	3.10	.40	.40	.40			-299.59	124.71	112.07		
		1.00			-89.03	-59.50				12/#5 (1.5%)	0.61

Es 1ColumnaFN-7N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1					-18.34	-63.38				12/#5 (1.5%)	0.38
	3.10	.40	.40	.40			-233.38	73.26	102.70		
		1.00			40.14	83.67				12/#5 (1.5%)	0.58

Es 1ColumnaAN-4N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1					37.95	82.58				16/#5 (1.6%)	0.38
	3.10	.40	.45	.45			-116.40	77.10	177.88		
		1.00			-63.86	-142.44				16/#5 (1.6%)	0.63

Es 1ColumnaBN-4N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY					6.51	15.06				16/#6 (2.8%)	0.67
	3.10	.40	.40	.40			-36.40	10.49	19.29		
		1.00			-7.49	-14.89				16/#6 (2.8%)	0.69

Es 1ColumnaCN-4N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY					-4.96	-15.24				12/#6 #7 (2.4%)	0.67
	3.10	.40	.40	.40			-65.69	14.80	19.62		
		1.00			9.37	15.63				12/#6 #7 (2.4%)	0.82

STORY1					-93.85	2.82				12/#5 (1.5%)	0.44
	3.10	.40	.40	.40			-576.00	129.02	102.87		
		1.00			97.82	37.47				12/#5 (1.5%)	0.58

Es 1ColumnaCN-2N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1					-11.25	-10.54				12/#5 #6 (1.7%)	0.83
	3.10	.40	.40	.40			-52.42	18.43	12.00		
		1.00			13.03	9.97				12/#5 #6 (1.7%)	0.89

Es 1ColumnaDN-2N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1					-112.40	-24.64				12/#5 (1.5%)	0.59
	3.10	.40	.40	.40			-410.74	192.44	88.64		
		1.00			131.18	51.50				12/#5 (1.5%)	0.81

Es 1ColumnaEN-2N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1					-91.62	-42.14				12/#5 (1.5%)	0.56
	3.10	.40	.40	.40			-414.87	146.22	91.28		
		1.00			100.44	61.35				12/#5 (1.5%)	0.69

Es 1ColumnaFN-2N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1					-52.95	-54.52				12/#5 (1.5%)	0.46
	3.10	.40	.40	.40			-204.63	85.70	85.30		
		1.00			58.93	68.11				12/#5 (1.5%)	0.57

Es 1ColumnaAN-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.40	.40	18.35	52.07	-43.38	53.45	58.17	12/#5 (1.5%)	0.36
		1.00			-36.99	-50.28				12/#5 (1.5%)	0.40

Es 1ColumnaBN-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.40	.40	27.85	36.13	-111.94	87.95	57.84	12/#5 (1.5%)	0.29
		1.00			62.40	26.70				12/#5 (1.5%)	0.42

Es 1ColumnaCN-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.40	.40	-50.10	-54.43	-193.91	136.43	68.15	12/#5 (1.5%)	0.45
		1.00			93.51	55.82				12/#5 (1.5%)	0.70

Es 1ColumnaDN-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.40	.40	52.17	24.00	-51.53	146.07	53.40	12/#5 (1.5%)	0.37
		1.00			95.57	32.64				12/#5 (1.5%)	0.66

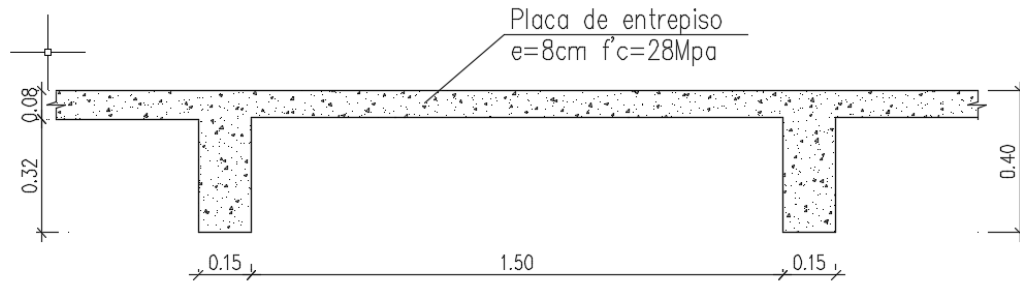
Es 1ColumnaEN-1N

Nivel	H Libre	Losa	B	H	M1	M2	P	V1	V2	Cuantia	m/mr
STORY1	3.10	.40	.40	.40	-37.03	-24.98	-149.28	108.41	56.12	12/#5 (1.5%)	0.28
		1.00			69.22	37.94				12/#5 (1.5%)	0.51

25. DISEÑO DE PLACA ALIGERADA DEL EDIFICIO 2

25.1 DISEÑO DE VIGUETAS

- $f'c = 28\text{MPa}$. 280Kg/cm^2
- $Fy = 420\text{MPa}$. 4200Kg/cm^2



Se utiliza la tabla B.4.2.1.1 y la tabla 4.1.1, para obtener las cargas vivas y muertas por área, y se multiplica por el ancho aferente de las viguetas, que es de 1.50m, aunque como parámetro conservador se utilizara 1.60m de ancho aferente; se divide en 2 debido a que hay viguetas en ambos sentidos.

	Carga KN/m ²	Carga KN/m	Carga ton/m
D	8.02	6.416	0.6540
L	4	3.2	0.3262
		9.62	0.98

Con la asistencia de DC-CAD se modelan las viguetas.

25.1.1 DISEÑO DE VIGUETAS DEL EDIFICIO 2

VT-101/

B=0.15 H=0.40 L=0.94		B=0.15 H=0.40 L=5.74		B=0.15 H=0.40 L=5.60		B=0.15 H=0.40 L=6.23	
Mu=-5.49	Mu=-34.77	Mu=-33.79	Mu=-35.77	Mu=-35.87	Mu=-39.71	Mu=-39.24	Mu=-46.75
As=1.78	As=2.67	As=2.59	As=2.75	As=2.76	As=3.07	As=3.03	As=3.65
Mu=0.00	Mu=6.95	Mu=11.26	Mu=11.92	Mu=11.96	Mu=13.24	Mu=13.08	Mu=15.58
As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78
Vu=-31.14		Vu=-3.28		Vu=-2.78		Vu=-3.19	
B=0.15 H=0.40 L=6.28		B=0.15 H=0.40 L=3.09					
Mu=-46.68	Mu=-33.49	Mu=-35.26	Mu=-0.00				
As=3.65	As=2.57	As=2.71	As=1.78				
Mu=15.56	Mu=11.16	Mu=7.05	Mu=2.85				
As=1.78	As=1.78	As=1.78	As=1.78				
Vu=3.42		Vu=11.95					

VT-102/

B=0.15 H=0.40 L=1.34		B=0.15 H=0.40 L=5.74		B=0.15 H=0.40 L=5.60		B=0.15 H=0.40 L=6.23	
Mu=-3.48 As=1.78	Mu=-33.80 As=2.59	Mu=-31.53 As=2.41	Mu=-36.26 As=2.79	Mu=-36.41 As=2.80	Mu=-39.65 As=3.07	Mu=-39.18 As=3.03	Mu=-46.78 As=3.66
Mu=0.00 As=1.78	Mu=6.76 As=1.78	Mu=10.51 As=1.78	Mu=12.09 As=1.78	Mu=12.14 As=1.78	Mu=13.22 As=1.78	Mu=13.06 As=1.78	Mu=15.59 As=1.78
Vu=-22.63		Vu=-3.37		Vu=-2.73		Vu=-3.21	
B=0.15 H=0.40 L=6.28		B=0.15 H=0.40 L=3.09					
Mu=-46.71 As=3.65	Mu=-33.49 As=2.57	Mu=-35.25 As=2.71	Mu=-0.00 As=1.78				
Mu=15.57 As=1.78	Mu=11.16 As=1.78	Mu=7.05 As=1.78	Mu=2.85 As=1.78				
Vu=3.43		Vu=11.94					

VT-103/

B=0.15 H=0.40 L=1.70		B=0.15 H=0.40 L=5.74		B=0.15 H=0.40 L=5.60		B=0.15 H=0.40 L=6.23	
Mu=-2.26 As=1.78	Mu=-32.76 As=2.51	Mu=-29.91 As=2.28	Mu=-36.60 As=2.82	Mu=-36.79 As=2.83	Mu=-39.62 As=3.06	Mu=-39.14 As=3.03	Mu=-46.79 As=3.66
Mu=1.25 As=1.78	Mu=6.55 As=1.78	Mu=9.97 As=1.78	Mu=12.20 As=1.78	Mu=12.26 As=1.78	Mu=13.21 As=1.78	Mu=13.05 As=1.78	Mu=15.60 As=1.78
Vu=-17.94		Vu=-3.37		Vu=-2.70		Vu=-3.22	
B=0.15 H=0.40 L=6.28		B=0.15 H=0.40 L=3.09					
Mu=-46.73 As=3.65	Mu=-33.48 As=2.57	Mu=-35.25 As=2.71	Mu=-0.00 As=1.78				
Mu=15.58 As=1.78	Mu=11.16 As=1.78	Mu=7.05 As=1.78	Mu=2.85 As=1.78				
Vu=3.44		Vu=11.94					

VT-104/

B=0.15 H=0.40 L=1.54		B=0.15 H=0.40 L=5.74		B=0.15 H=0.40 L=5.60		B=0.15 H=0.40 L=6.23	
Mu=-2.76 As=1.78	Mu=-33.22 As=2.55	Mu=-30.58 As=2.34	Mu=-36.46 As=2.81	Mu=-36.63 As=2.82	Mu=-39.63 As=3.07	Mu=-39.15 As=3.03	Mu=-46.79 As=3.66
Mu=0.58 As=1.78	Mu=6.64 As=1.78	Mu=10.19 As=1.78	Mu=12.15 As=1.78	Mu=12.21 As=1.78	Mu=13.21 As=1.78	Mu=13.05 As=1.78	Mu=15.60 As=1.78
Vu=-19.78		Vu=-3.38		Vu=-2.71		Vu=-3.22	
B=0.15 H=0.40 L=6.28		B=0.15 H=0.40 L=3.09					
Mu=-46.72 As=3.65	Mu=-33.48 As=2.57	Mu=-35.25 As=2.71	Mu=-0.00 As=1.78				
Mu=15.57 As=1.78	Mu=11.16 As=1.78	Mu=7.05 As=1.78	Mu=2.85 As=1.78				
Vu=3.44		Vu=11.94					

VT-105/

B=0.15 H=0.40 L=1.14		B=0.15 H=0.40 L=5.62		B=0.15 H=0.40 L=5.60		B=0.15 H=0.40 L=6.23	
Mu=-4.14 As=1.78	Mu=-32.82 As=2.51	Mu=-31.02 As=2.37	Mu=-35.34 As=2.72	Mu=-35.38 As=2.72	Mu=-39.78 As=3.08	Mu=-39.32 As=3.04	Mu=-46.73 As=3.65
Mu=0.00 As=1.78	Mu=6.56 As=1.78	Mu=10.34 As=1.78	Mu=11.78 As=1.78	Mu=11.79 As=1.78	Mu=13.26 As=1.78	Mu=13.11 As=1.78	Mu=15.58 As=1.78
Vu=-25.15		Vu=-3.53		Vu=-2.84		Vu=-3.17	
B=0.15 H=0.40 L=6.28		B=0.15 H=0.40 L=3.09					
Mu=-46.65 As=3.65	Mu=-33.50 As=2.57	Mu=-35.27 As=2.71	Mu=-0.00 As=1.78				
Mu=15.55 As=1.78	Mu=11.17 As=1.78	Mu=7.05 As=1.78	Mu=2.85 As=1.78				

	Vu=3.41		Vu=11.95					
VT-106/								
B=0.15 H=0.40 L=0.80			B=0.15 H=0.40 L=5.40			B=0.15 H=0.40 L=5.60		B=0.15 H=0.40 L=6.23
Mu=-5.47 As=1.78		Mu=-29.84 As=2.28	Mu=-29.19 As=2.23	Mu=-37.19 As=2.87	Mu=-36.72 As=2.83	Mu=-32.92 As=2.52	Mu=-33.09 As=2.54	Mu=-97.42 As=8.28
Mu=0.00 As=1.78		Mu=5.97 As=1.78	Mu=9.73 As=1.78	Mu=12.40 As=1.78	Mu=12.24 As=1.78	Mu=10.97 As=1.78	Mu=19.48 As=1.78	Mu=32.47 As=2.49
Vu=-30.46			Vu=-4.46			Vu=3.88		Vu=-13.54
B=0.15 H=0.40 L=3.87								
Mu=-97.95 As=8.33		Mu=-0.00 As=1.78						
Mu=19.59 As=1.78		Mu=0.00 As=1.78						
Vu=25.31								

B=0.15 H=0.40 L=0.25			B=0.15 H=0.40 L=5.19			B=0.15 H=0.40 L=5.60		B=0.15 H=0.40 L=6.23
Mu=-11.21 As=1.78	Mu=-25.47 As=1.93	Mu=-29.86 As=2.28	Mu=-35.65 As=2.74	Mu=-34.96 As=2.69	Mu=-33.11 As=2.54	Mu=-33.32 As=2.56	Mu=-97.43 As=8.28	
Mu=0.00 As=1.78	Mu=5.09 As=1.78	Mu=9.95 As=1.78	Mu=11.88 As=1.78	Mu=11.65 As=1.78	Mu=11.04 As=1.78	Mu=19.49 As=1.78	Mu=32.48 As=2.49	
Vu=-57.02			Vu=-4.73			Vu=3.49		Vu=-13.49
B=0.15 H=0.40 L=3.87								
Mu=-97.95 As=8.33		Mu=-0.00 As=1.78						
Mu=19.59 As=1.78		Mu=0.00 As=1.78						
Vu=25.31								

B=0.15 H=0.40 L=9.87		B=0.15 H=0.40 L=6.23		B=0.15 H=0.40 L=3.87	
Mu=0.00 As=1.78	Mu=-107.47 As=9.32	Mu=-112.86 As=9.89	Mu=-100.09 As=8.55	Mu=-97.95 As=8.33	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=10.74 As=6.47	Mu=21.49 As=6.47	Mu=37.62 As=2.90	Mu=33.36 As=2.56	Mu=19.59 As=1.78	Mu=0.00 As=1.78
Vu=-11.95		Vu=8.80		Vu=25.31	

B=0.15 H=0.40 L=8.35		B=0.15 H=0.40 L=6.23		B=0.15 H=0.40 L=3.87	
Mu=0.00 As=1.78	Mu=-76.74 As=6.28	Mu=-80.80 As=6.66	Mu=-99.06 As=8.45	Mu=-97.95 As=8.33	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=9.16 As=4.48	Mu=15.35 As=4.48	Mu=26.93 As=2.05	Mu=33.02 As=2.53	Mu=19.59 As=1.78	Mu=0.00 As=1.78
Vu=-10.25		Vu=-8.76		Vu=25.31	

B=0.15 H=0.40 L=6.72		B=0.15 H=0.40 L=6.23		B=0.15 H=0.40 L=3.87	
Mu=0.00 As=1.78	Mu=-52.01 As=4.10	Mu=-54.47 As=4.31	Mu=-98.21 As=8.36	Mu=-97.95 As=8.33	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=7.43 As=2.87	Mu=10.40 As=2.87	Mu=19.64 As=1.78	Mu=32.74 As=2.51	Mu=19.59 As=1.78	Mu=0.00 As=1.78
Vu=-8.79		Vu=-11.27		Vu=25.31	

VT-111/

B=0.15 H=0.40 L=6.72		B=0.15 H=0.40 L=6.23		B=0.15 H=0.40 L=3.87	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-52.01 As=4.10	Mu=-54.47 As=4.31	Mu=-98.21 As=8.36	Mu=-97.95 As=8.33	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=7.43 As=2.87	Mu=10.40 As=2.87	Mu=19.64 As=1.78	Mu=32.74 As=2.51	Mu=19.59 As=1.78	Mu=0.00 As=1.78
Vu=-8.79		Vu=-11.27		Vu=25.31	

VT-112/

B=0.15 H=0.40 L=1.09		B=0.15 H=0.40 L=3.09	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-7.77 As=1.78	Mu=-7.60 As=1.78	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=0.00 As=1.78	Mu=1.55 As=1.78	Mu=1.52 As=1.78	Mu=3.68 As=1.78
Vu=-7.13		Vu=3.04	

VT-113/

B=0.15 H=0.40 L=6.28		B=0.15 H=0.40 L=3.09	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-47.29 As=3.70	Mu=-49.90 As=3.92	Mu=-0.71 As=1.78
Mu=6.58 As=2.25	Mu=9.46 As=2.25	Mu=9.98 As=1.78	Mu=5.40 As=1.78
Vu=-8.57		Vu=16.39	

VT-115/

B=0.15 H=0.40 L=1.70		B=0.15 H=0.40 L=5.31		B=0.15 H=0.40 L=3.58	
Mu=-1.60 As=1.78	Mu=-26.50 As=2.01	Mu=-24.53 As=1.86	Mu=-26.97 As=2.05	Mu=-27.71 As=2.11	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=0.69 As=1.78	Mu=5.30 As=1.78	Mu=8.18 As=1.78	Mu=8.99 As=1.78	Mu=5.54 As=1.78	Mu=2.98 As=1.78
Vu=-15.03		Vu=-0.96		Vu=8.57	

VT-116/

B=0.15 H=0.40 L=0.77		B=0.15 H=0.40 L=5.30		B=0.15 H=0.40 L=5.31		B=0.15 H=0.40 L=4.65	
Mu=-5.57 As=1.78	Mu=-29.31 As=2.24	Mu=-28.77 As=2.19	Mu=-30.95 As=2.37	Mu=-30.94 As=2.37	Mu=-33.56 As=2.57	Mu=-33.25 As=2.55	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=0.00 As=1.78	Mu=5.86 As=1.78	Mu=9.59 As=1.78	Mu=10.32 As=1.78	Mu=10.31 As=1.78	Mu=11.19 As=1.78	Mu=6.65 As=1.78	Mu=4.90 As=1.78
Vu=-30.84		Vu=-2.99		Vu=-2.24		Vu=8.11	

VT-118/

B=0.15 H=0.40 L=4.39		B=0.15 H=0.40 L=5.30		B=0.15 H=0.40 L=5.31		B=0.15 H=0.40 L=4.65	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-31.89 As=2.44	Mu=-31.90 As=2.44	Mu=-31.24 As=2.39	Mu=-31.27 As=2.39	Mu=-33.94 As=2.60	Mu=-33.68 As=2.58	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=4.61 As=1.78	Mu=6.38 As=1.78	Mu=10.63 As=1.78	Mu=10.41 As=1.78	Mu=10.42 As=1.78	Mu=11.31 As=1.78	Mu=6.74 As=1.78	Mu=4.91 As=1.78
Vu=-8.20		Vu=2.18		Vu=-2.58		Vu=8.20	

VT-117/

B=0.15 H=0.40 L=2.72		B=0.15 H=0.40 L=5.30		B=0.15 H=0.40 L=5.31		B=0.15 H=0.40 L=4.65	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-25.60 As=1.94	Mu=-24.12 As=1.83	Mu=-32.15 As=2.46	Mu=-32.30 As=2.47	Mu=-33.51 As=2.57	Mu=-33.20 As=2.55	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=2.53 As=1.78	Mu=5.12 As=1.78	Mu=8.04 As=1.78	Mu=10.72 As=1.78	Mu=10.77 As=1.78	Mu=11.17 As=1.78	Mu=6.64 As=1.78	Mu=4.92 As=1.78
Vu=-9.97		Vu=-2.54		Vu=-2.20		Vu=8.10	

VT-119/

B=0.15 H=0.40 L=7.18		B=0.15 H=0.40 L=5.30		B=0.15 H=0.40 L=5.31		B=0.15 H=0.40 L=4.65	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-63.37 As=5.08	Mu=-65.74 As=5.29	Mu=-26.18 As=1.99	Mu=-25.57 As=1.94	Mu=-35.59 As=2.74	Mu=-35.55 As=2.73	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=7.66 As=3.07	Mu=12.67 As=3.07	Mu=21.91 As=1.78	Mu=13.15 As=1.78	Mu=8.52 As=1.78	Mu=11.86 As=1.78	Mu=7.11 As=1.78	Mu=4.84 As=1.78
Vu=-9.86		Vu=10.27		Vu=-4.08		Vu=8.58	

VT-120/

B=0.15 H=0.40 L=8.12		B=0.15 H=0.40 L=5.30		B=0.15 H=0.40 L=5.31		B=0.15 H=0.40 L=4.65	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-79.86 As=6.57	Mu=-82.85 As=6.86	Mu=-23.53 As=1.78	Mu=-22.59 As=1.78	Mu=-36.40 As=2.80	Mu=-36.47 As=2.81	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=8.64 As=3.95	Mu=15.97 As=3.95	Mu=27.62 As=2.10	Mu=16.57 As=1.78	Mu=7.53 As=1.78	Mu=12.13 As=1.78	Mu=7.29 As=1.78	Mu=4.81 As=1.78
Vu=-10.87		Vu=14.36		Vu=-4.98		Vu=8.77	

VT-121/

B=0.15 H=0.40 L=6.48		B=0.15 H=0.40 L=8.12		B=0.15 H=0.40 L=5.30		B=0.15 H=0.40 L=5.31	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-74.78 As=6.10	Mu=-74.44 As=6.07	Mu=-58.41 As=4.65	Mu=-60.34 As=4.81	Mu=-27.85 As=2.12	Mu=-27.45 As=2.09	Mu=-35.08 As=2.70
Mu=6.62 As=2.28	Mu=14.96 As=2.28	Mu=24.81 As=2.52	Mu=19.47 As=2.52	Mu=20.11 As=1.78	Mu=12.07 As=1.78	Mu=9.15 As=1.78	Mu=11.69 As=1.78
Vu=-12.46		Vu=3.45		Vu=8.98		Vu=-3.62	

B=0.15 H=0.40 L=4.65	
Mu=-34.97 As=2.69	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=6.99 As=1.78	Mu=4.44 As=1.78
Vu=8.47	

VT-122/

B=0.15 H=0.40 L=5.31		B=0.15 H=0.40 L=4.65	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-40.60 As=3.14	Mu=-41.23 As=3.20	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=5.50 As=1.78	Mu=8.12 As=1.78	Mu=8.25 As=1.78	Mu=4.60 As=1.78
Vu=-8.63		Vu=9.76	

VT-123/

B=0.15 H=0.40 L=5.80	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=7.59 As=3.01	Mu=7.59 As=3.01
Vu=0.00	

VT-124/

B=0.15 H=0.40 L=8.12		B=0.15 H=0.40 L=5.30	
Mu=-0.00 As=1.78	Mu=-82.14 As=6.79	Mu=-84.73 As=7.04	Mu=-0.00 As=1.78
Mu=8.59 As=3.91	Mu=16.43 As=3.91	Mu=16.95 As=1.78	Mu=4.64 As=1.78
Vu=-11.15		Vu=16.67	

VT-125/

B=0.15 H=0.40 L=6.48	
----------------------	--

Mu=-0.00	Mu=-0.00
As=1.78	As=1.78
Mu=8.48	Mu=8.48
As=3.79	As=3.79

25.2 DISEÑO DE MALLA ELECTROSOLDADA PARA PLACA ALIGERADA

Diseño de losa

$$D := 8.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad L_{\text{sw}} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_u := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L = 12.824 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$l_{\text{sw}} := 1.6 \text{ m}$$

$$\text{Momento u: } q_u \cdot \frac{l^2}{12} = 2.736$$

$$M := 3.06 \cdot 80 = 244.8$$

$$M_u := 2.736 \frac{\text{kN}_m}{\text{m}}$$

$$129\text{mm}^2 = 0.000129\text{m}^2$$

$$F_Y := 420000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_C := 28000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$B := 1. \text{ m}$$

$$D_{\text{sw}} := .04 \text{ m}$$

$$r := .04 \text{ m} \quad +$$

$$.9 \cdot R_O \cdot F_Y \cdot \left(1 - .59 \cdot R_O \cdot \frac{F_Y}{F_C}\right) \cdot B \cdot D^2 - M_u \text{ solve} \rightarrow \begin{pmatrix} 0.0047210621064109390508 \\ 0.10827328817607493666 \end{pmatrix}$$

$$A_s := .004721 \cdot 100 \cdot D \cdot 100 = 1.888 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s2} := .0018 \cdot (D + r) \cdot 100 \cdot 100 = 1.44 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \frac{.71}{2.16} = 0.329 \text{ m}$$

XY Mallas electrosoldadas GERDAU DIACO con refuerzo Principal en dos direcciones (Panel 2.35 x 6.00 m)										
XX-0.50	10	24	4.0	4.0	150	150	125	50	11.5	0.50
XX-0.63	12	30	4.0	4.0	150	150	100	75	14.1	0.63
XX-084	16	40	4.0	4.0	150	150	75	50	18.8	0.84
XX-106	16	40	4.5	4.5	150	150	75	50	23.8	1.06
XX-131	16	40	5.0	5.0	150	150	75	50	29.3	1.31
XX-158	16	40	5.5	5.5	150	150	75	50	35.5	1.58
XX-188	16	40	6.0	6.0	150	150	75	50	42.2	1.88
XX-221	16	40	6.5	6.5	150	150	75	50	49.6	2.21
XX-257	16	40	7.0	7.0	150	150	75	50	57.4	2.57
XX-295	16	40	7.5	7.5	150	150	75	50	65.9	2.95
XX-335	16	40	8.0	8.0	150	150	75	50	75.1	3.35
XX-378	16	40	8.5	8.5	150	150	75	50	84.7	3.78

Entre As y As2 seleccionamos el mayor; por lo que se diseñara con una malla electrosoldada de referencia XX-221.

26. DISEÑO DE MALLA ELECTROSOLDADA PARA PLACA DE CONTRAPISO DEL EDIFICIO 2

El procedimiento es similar a la malla electrosoldada para placa aligerada, salvo que cambiamos a un espesor de placa de 8cm, luego:

$$Cuantia = 0.0018 * \frac{420}{550} * 10 * 100 = 1.38cm^2/m$$

En este caso usamos la tabla del manual, pero para los dos sentidos:

XY Mallas electrosoldadas GERDAU DIACO con refuerzo Principal en dos direcciones (Panel 2.35 x 6.00 m)										
XX-0.50	10	24	4.0	4.0	150	150	125	50	11.5	0.50
XX-0.63	12	30	4.0	4.0	150	150	100	75	14.1	0.63
XX-084	16	40	4.0	4.0	150	150	75	50	18.8	0.84
XX-106	16	40	4.5	4.5	150	150	75	50	23.8	1.06
XX-131	16	40	5.0	5.0	150	150	75	50	29.3	1.31
XX-158	16	40	5.5	5.5	150	150	75	50	35.5	1.58
XX-188	16	40	6.0	6.0	150	150	75	50	42.2	1.88
XX-221	16	40	6.5	6.5	150	150	75	50	49.6	2.21
XX-257	16	40	7.0	7.0	150	150	75	50	57.4	2.57
XX-295	16	40	7.5	7.5	150	150	75	50	65.9	2.95
XX-335	16	40	8.0	8.0	150	150	75	50	75.1	3.35
XX-378	16	40	8.5	8.5	150	150	75	50	84.7	3.78

Para la losa de contrapiso usamos la malla de referencia XX-158

27. DISEÑO DE MUROS NO ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO 2

Teniendo en cuenta los datos calculados en el análisis sísmico usamos el $S_a=0.53$ y el $A_a=0.15$, y usando las diferentes alturas de cada piso, se reemplazan en las siguientes ecuaciones de NSR-10 literal A.9.4.2.

Valor de la aceleración a_x		
Nivel	a_x	Ecuación
Entrepiso $h_x > h_{eq}$	$S_a \frac{h_x}{h_{eq}}$	c
Entrepiso $h_x \leq h_{eq}$	$\left[A_s + (S_a - A_s) \frac{h_x}{h_{eq}} \right]$	b
Losa de contrapiso	A_s	a

Se halla el a_x en cada piso, dependiendo de cada caso:

Piso	h_x	h_x/h_{eq}	Ecuación	a_x
Cubierta	3.50	1.33	c	0.713
Contrapiso	0.00	0.00	a	0.150

Luego, usamos la asistencia de un software especializado en el cálculo de elementos no estructurales, usando el bloque de arcilla con espesor de 15cm, para un muro típico de 3m, altura libre de 3.10m y el valor de $a_x=0.15$ para el primer piso

GEOMETRÍA DEL MURO		CONSTANTES DE DISEÑO	
Longitud del Muro (m)	3	Res Compr Mampost f'm (kg/cm2)	100
Espesor nominal del Muro, t (m)	0.15	Límite Fluencia Acero Fy (kg/cm2)	4200
Altura Libre del Muro (m)	3.1	Factor de Sobre peso por Revoque	1.25
COEF DE CAPAC. DE DISIPACION Rp (minimo)		Densidad Mampostería (kg/m3)	1300
Deriva del Piso (cm)	3	Tipo de Mortero	M
Grado Desempeño Mín Req	Superior	Mód Elasticidad Mampost Em (kg/cm2)	110000
MATERIAL DEL LADRILLO		Coef Acelerac Efec, Aa	.15
Material Bloque o Ladrillo	Arcilla	Coef Importanc (Uso), I	IV: Indis
CONDICION DE LOS APOYOS		ACELERACION DE PISO Y UBICACION DEL MURO	
Muro Simplemente Apoyado		Tipo de Muro según Ubicación	Interior
		Aceleración Ax del Piso donde es ubicado el Muro	.15

GRABAR
CALCULAR

Luego calculamos con una separación de 1.0m y una varilla de #4 y verificamos que cumpla todos los requisitos.

Referencia 1 USS CALLE 80

SOLICITACIONES DE DISEÑO

Cortante de Diseño V (kg / m) 46.16
Momento de Diseño M (kg-m/m) 71.55

CONSTANTES DE DISEÑO

% de llenado de celdas (Solidez) 30
Espesor Paredes Bloque, e (cm) 2.5

ARMADURA PROPUESTA

Varilla a Utilizar (octavos pulg) 4
Separación de la Varilla (m) 1

DISEÑAR

DISEÑO INTEGRAL DEL MURO

ESFUERZOS ADMISIBLES POR COMPRESIÓN AXIAL
 Altura h' = 3.1 m
 Espesor t(efectivo) = 14 cm
 Espesor teq(equivalente) = 7.7 cm
 Coeficiente por Esbeltez Re = 0.758
 Esf Admisible Fa = 15.157 kg/cm2
 Esf actuante fa = 0.981 kg/cm2
 Esf Admisible Fa >= Esf actuante fa : < CUMPLE >

ESF ADMISIBLES PARA COMPRESIÓN POR FLEXIÓN
 Ancho b = 100 cm (1 m)
 Brazo efectivo armadura, d = 7 cm

ECUACIONES (NSR-10 Apéndice D-1)

Esfuerzos Admisibles Compr Axial
 $F_a = 0.20f_m R_e$
 $f_a = P / L / t_{eq}$

Esf Admisibles Compr por Flexión
 $F_b = 0.33 f_m$
 $f_b = M / (b d^2) * 2 / k_j$
 $Rho = A_s / b / d : n = E_s / E_m$
 $k = \text{sqr}(2nRho + (nRho)^2) - nRho$
 $j = 1 - k / 3$

Esfuerzos Combinados
 $f_a / F_a + f_b / F_b \leq 1.0$
 $f_a / F_a + f_b / F_b \leq 1.33$ (incluy. sismo)

Esf Admisibles por Cortante
 $f_v = V / b j d$
 $F_v = 0.26 \text{sqr}(f_m)$

Simbología

$R_e = 1 - (h/42)^2$ (Si $h/t \leq 30$)
 $R_e = (21h/h')^2$ (Si $h/t > 30$)
 h' = Alt efect muro
 $t_{eq} = 2e + f/100 * \text{Solidez}$ $F = t_{ef} - 2e$
 $\text{Solidez} = \text{Area llena} / \text{Area Muro}$
 $F_a = \text{Esf adms de compr por la carga axial}$
 $f_a = \text{Esf causado por la carga axial sobre el área efectiva}$
 $F_b = \text{Esf adms de compresión por flexión}$
 $f_b = \text{Esf de compr causado por la flexión sobre el área efect}$
 $F_v = \text{Esfuerzo adms de cortante}$
 $f_v = \text{Esf cortante solicitado}$
 $F_s = \text{Esf adms en el acero}$

Esf Admisibles en el Acero
 $F_s = 0.5F_y < 1700 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = M / (A_s j d / 100)$

DIAGNOSTICO TOTAL DEL MURO

COMPRESION AXIAL	Cumple	ESFUERZOS COMBINADOS	Cumple
COMPRESION POR FLEXION	Cumple	ESFUERZO CORTANTE	Cumple
ESFUERZO EN EL ACERO	Cumple		

IMPRIMIR DISEÑO

REGRESAR A ANÁLISIS

SALIR

Elementos No Estructurales NSR-10 DISEÑO SISMO RESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES

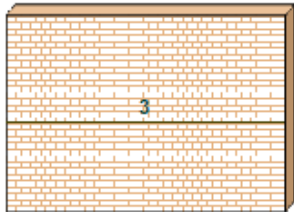
Este procedimiento se repite para todos los pisos, cambiando el valor del ax, según corresponda.

Proyecto: **USS CALLE 80**

Fecha: 27/11/2019

Reporte: **ANÁLISIS SÍSMICO DE MUROS NO ESTRUCTURALES**

Pág. 1 de 1

GEOMETRÍA DEL MURO		COEF DE CAPAC. DE DISIPACION Rp (mínimo)	
Longitud del Muro (m)	3	Deriva de Piso (cm)	3
Espesor nominal del Muro, t (m)	0.15	Grado Desempeño Mínimo Req	Superior
Altura Libre del Muro (m)	3.1	MATERIAL DEL LADRILLO	
Muro Simplemente Apoyado		Material Bloque o Ladrillo	Arcilla
CONSTANTES DE DISEÑO		Ecuaciones Básicas NSR-10	
Resistencia a Compresión Mampostería f'm (kg/cm ²)	100	Fp(1) = (Ax Ap / Rp) gMp	
Límite de Fluencia del Acero, Fy (kg/cm ²)	4200	Fp(2) = (Aa I/2) gMp	
Factor de Sobre peso por Revoque del Muro	1.25	Fp = Máx (Fp(1) , Fp(2))	
Peso Unitario de la Mampostería (kg/m ³)	1300	Simbología	
Tipo de Mortero	M	Mp = Masa del Elemento No Estructural	
Módulo de Elasticidad Mampostería, Em (kg/cm ²)	110000	g = Aceleración de la Gravedad	
UBICACIÓN DEL MURO A ANALIZAR		Ax = Aceler Horiz del Elem No Estruct	
Tipo de Muro según su Ubicación en Planta	Interior	I = Coeficiente de Importancia	
Aceleración de Piso, Ax, Considerada	.15	Ap = Coef de Amplific Dinámica del Elem	
RESULTADOS GENERALES		Rp = Coef Capac Disp de Energ del Elem	
Peso del Muro =	0.76 t/m	Fp = Fuerza Sísmica sobre Elem No Estr	
Coef de Amplif Dinámica del Elemento No Estr, ap =	1		
Coef de Disipación de Energía del Elem No Estr, Rp =	3		
Fuerza Horz Sísmica sobre el Elemento Fp (Ecuac 1) =	0.04 t/m		
Fuerza Horz Sísmica sobre el Elemento Fp (Ecuac 2) =	0.09 t/m		
Fuerza Horz Sísmica Fp dominante =	0.09 t/m		
SOLICITACIONES POR LA FUERZA SÍSMICA Fp		SOLICITACIONES POR LA DERIVA DE PISO	
Reacción en el Apoyo Inferior =	42.5 kg / m	Ángulo del Muro (por desplazam -deriva-) =	0.6 °
Reacción en el Apoyo Superior =	42.5 kg / m	Fuerza Fpp (por desplazam -deriva-) =	7.31 kg / m
Momento Máx Positivo =	65.9 kg-m/m	Momento Máx (por desplazam -deriva-) =	5.7 kg-m / m
Momento Máx Negativo =	-	Cortante Máx por Desplazam (Fpp/2) =	3.66 kg / m
Momento Máx Absoluto =	65.9 kg-m/m	ENVOLVENTE DE SOLICITACIONES	
		Momento Máximo =	71.5 kg-m / m
		Cortante Máximo =	46.2 kg / m

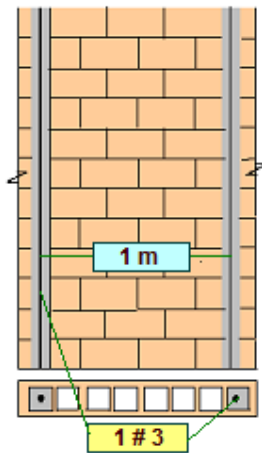
Proyecto: **USS CALLE 80**

Fecha: 27/11/2019

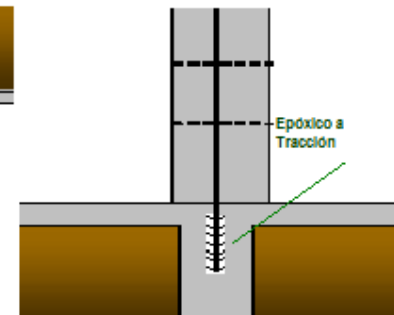
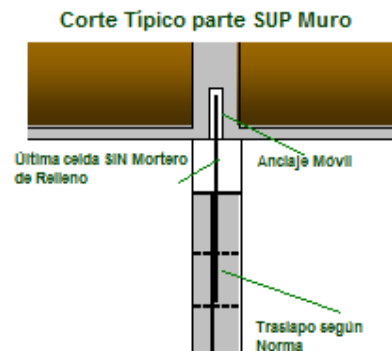
Reporte: **DISEÑO SISMO RESISTENTE DE MUROS NO ESTRUCTURALES**

Pág. 1 de 1

ESFUERZOS ADMISIBLES: COMPRESIÓN AXIAL		ESFUERZOS ADMISIBLES: COMPRESIÓN POR FLEXIÓN	
Altura h'	3.1 m	Ancho b =	100 cm (1 m)
Espesor Efectivo, t	14 cm	Brazo Efect de la Armadura, d =	7 cm
Espesor Equivalente, teq	7.7 cm	Área de Acero As =	0.71 cm ² / m
Coefficiente de Esbeltez, Re =	0.758	n =	26.67
Módulo Elasticidad Mampostería =	75000 kg/cm ²	Relación de Acero Rho =	0.001
Módulo Elasticidad del Acero =	2000000 kg/cm ²	k =	0.207
Esfuerzo Admisible, Fa =	15.16 kg/cm ²	j =	0.931
Esfuerzo Actuante, fa =	0.98 kg/cm ²	Esfuerzo Admisible, Fb =	33 kg/cm ²
Revisión del Esfuerzo Adms Fa :	Fa > fa <OK>	Esfuerzo Actuante fb =	15.12 kg/cm ²
ESFUERZOS COMBINADOS		Revisión del Esfuerzo Adms Fb :	Fb > fb <OK>
fa / Fa + fb / Fb =	0.523	ESFUERZOS ADMISIBLES: CORTANTE	
Revisión fa/Fa + fb/Fb <= 1.33	fa/Fa+fb/Fb	Cortante V =	46.2 kg/m muro
ESFUERZOS ADMISIBLES: ACERO		Esfuerzo Admsible Fv =	2.6 kg/cm ²
Esfuerzo Admsible Fs =	2261 kg/cm ² (inc)	Esfuerzo Actuante fv =	0.07 kg/cm ²
Esfuerzo Actuante fs =	1540.99 kg/cm ²	Revisión del Esfuerzo Adms Fv :	Fv > fv <OK>
Revisión del Esfuerzo Adms Fs :	Fs adm > fs act <OK>		



ESQUEMAS APROXIMADOS SUGERIDOS



-Memoria de muro no estructural para el primer piso

28. DISEÑO DE PILOTES PARA EL EDIFICIO 2

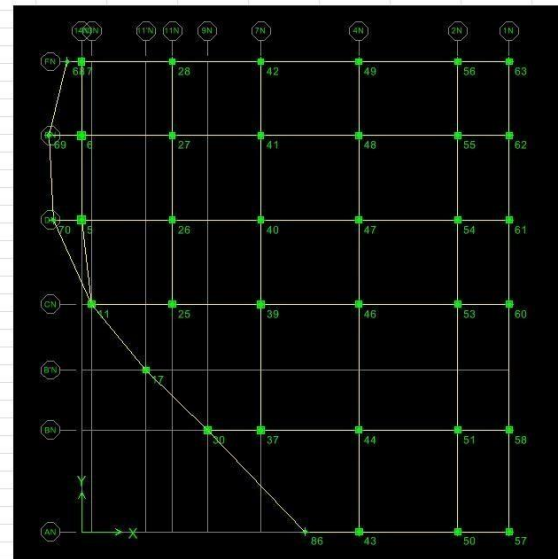
Con asistencia del software CYPE CAD se realizó el diseño de la cimentación profunda:

Cuadro 12: Resultados de capacidad portante para las alternativas de pilotes

Diámetro (m)	Longitud (m)	Límite de resistencia - Última			Límite de servicio - Admisible		
		Capacidad por punta (kN)	Capacidad por fuste (kN)	Capacidad total (kN)	Qr por punta (kN)	Qr por fuste (kN)	Qr Total (kN)
0.3	12	19.4	207.4	226.8	6.5	115.2	121.7
	14	23.3	236.5	259.8	7.8	131.4	139.1
Diámetro (m)	Longitud (m)	Límite de resistencia - Última			Límite de servicio - Admisible		
		Capacidad por punta (kN)	Capacidad por fuste (kN)	Capacidad total (kN)	Qr por punta (kN)	Qr por fuste (kN)	Qr Total (kN)
	16	25.0	269.5	294.5	8.3	149.7	158.1
	18	28.7	305.0	333.8	9.6	169.5	179.0
	20	31.7	342.1	373.8	10.6	190.1	200.6
0.5	12	54.0	345.7	399.6	18.0	192.0	210.0
	14	64.7	394.1	458.8	21.6	219.0	240.5
	16	69.4	449.2	518.6	23.1	249.5	272.7
	18	79.8	508.4	588.2	26.6	282.4	309.0
0.7	20	88.1	570.2	658.3	29.4	316.8	346.1
	12	105.8	484.0	589.7	35.3	268.9	304.1
	14	126.8	551.8	678.5	42.3	306.5	348.8
	16	136.0	628.9	764.9	45.3	349.4	394.7
	18	156.3	711.8	868.1	52.1	395.4	447.5
	20	172.6	798.9	971.5	57.5	443.8	501.4

Fuente: Elaboración propia

Story	Point	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	My (kN*m)	MZ (kN*m)
BASE		5 ENVCIM MAX	115,4	78,73	424,5	163,559	346,123	4,272
BASE		5 ENVCIM MIN	-178,29	-75,5	353,17	-169,036	-393,7	-5,965
BASE		6 ENVCIM MAX	69,52	79,63	416,86	165,797	242,806	6,487
BASE		6 ENVCIM MIN	-142,5	-78,32	355,07	-170,145	-299,027	-6,523
BASE		7 ENVCIM MAX	35,55	43,85	206,72	113,449	107,296	3,965
BASE		7 ENVCIM MIN	-55,67	-55,43	155,75	-102,68	-118,618	-5,247
BASE		11 ENVCIM MAX	120,71	50,42	317,75	115,338	263,462	5,862
BASE		11 ENVCIM MIN	-95,99	-55,22	186,59	-109,06	-230,78	-7,671
BASE		17 ENVCIM MAX	57,13	33,31	178	94,572	128,258	7,001
BASE		17 ENVCIM MIN	-44,25	-41,06	170,1	-80,529	-116,013	-7,67
BASE		25 ENVCIM MAX	150,01	93,83	364,29	212,287	297,954	8,193
BASE		25 ENVCIM MIN	-130,11	-90,62	306,21	-215,886	-270,659	-8,635
BASE		26 ENVCIM MAX	115,54	87,14	445,41	167,338	221,088	2,734
BASE		26 ENVCIM MIN	-98,98	-86,53	419,4	-168,048	-193,173	-3,245
BASE		27 ENVCIM MAX	88,68	86,41	424,63	168,244	168,988	3,079
BASE		27 ENVCIM MIN	-70,62	-87,41	396,83	-167,178	-138,317	-2,961
BASE		28 ENVCIM MAX	53,14	67,39	243,89	150,724	102,044	4,611
BASE		28 ENVCIM MIN	-42,02	-72,35	176,39	-145,177	-82,485	-4,327
BASE		30 ENVCIM MAX	118,98	63,78	236,08	154,352	262,032	22,971
BASE		30 ENVCIM MIN	-118,65	-44,74	139,39	-165,757	-264,03	-21,008
BASE		37 ENVCIM MAX	94,94	164,69	394,52	200,434	192,534	19,449
BASE		37 ENVCIM MIN	-100,48	-53,68	308,34	-322,38	-200,149	-19,262
BASE		39 ENVCIM MAX	160,57	131,45	624,2	480,814	378,955	10,015
BASE		39 ENVCIM MIN	-186,28	-238,05	594,47	-358,281	-400,26	-11,11
BASE		40 ENVCIM MAX	105,54	111,71	463,83	208,99	209,974	3,809
BASE		40 ENVCIM MIN	-95,71	-106,63	439,18	-214,104	-190,234	-4,19
BASE		41 ENVCIM MAX	80,79	109,04	453,44	214,674	160,062	3,786
BASE		41 ENVCIM MIN	-69,13	-111,6	417,5	-211,145	-137,254	-3,608
BASE		42 ENVCIM MAX	48,4	84,86	265,8	189,977	96,189	5,984
BASE		42 ENVCIM MIN	-40	-90,22	178,34	-183,304	-80,028	-5,738
BASE		43 ENVCIM MAX	34,13	154,81	247,31	352,798	92,531	12,948
BASE		43 ENVCIM MIN	-49,83	-147,82	147,99	-360,032	-101,141	-13,196
BASE		44 ENVCIM MAX	63,23	142,15	531,82	271,267	126,216	3,638
BASE		44 ENVCIM MIN	-63,21	-134,7	491,26	-279,421	-126,808	-3,192
BASE		46 ENVCIM MAX	99,7	134,46	611,92	281,827	196,125	1,679
BASE		46 ENVCIM MIN	-93,4	-142,76	568,1	-272,186	-185,76	-2,133
BASE		47 ENVCIM MAX	104,77	146,92	486,35	285,417	208,941	2,254
BASE		47 ENVCIM MIN	-94,55	-145,95	475,86	-286,442	-189,123	-2,591
BASE		48 ENVCIM MAX	78,88	150,8	477,54	291,999	157,655	3,951
BASE		48 ENVCIM MIN	-67,81	-152,08	433,83	-290,521	-135,944	-3,751
BASE		49 ENVCIM MAX	46,56	119,14	290,37	259,343	93,642	3,238
BASE		49 ENVCIM MIN	-38,8	-124	175,55	-253,822	-78,408	-2,932
BASE		50 ENVCIM MAX	43,58	64,9	266,21	131,091	83,147	8,944
BASE		50 ENVCIM MIN	-38,34	-56,99	210,47	-139,609	-71,519	-8,625
BASE		51 ENVCIM MAX	69,02	78,82	531,4	152,287	133,258	5,436
BASE		51 ENVCIM MIN	-74,75	-75,44	464,53	-155,75	-140,256	-5,32
BASE		53 ENVCIM MAX	105,24	73,19	514,47	156,563	202,52	5,948
BASE		53 ENVCIM MIN	-106,54	-79,64	412,4	-149,022	-200,814	-6,265
BASE		54 ENVCIM MAX	113,96	79,82	430,24	155,52	218,655	5,794
BASE		54 ENVCIM MIN	-108,44	-79,25	327,18	-156,08	-204,421	-6,065
BASE		55 ENVCIM MAX	85,61	81,68	398,22	158,963	164,701	5,719
BASE		55 ENVCIM MIN	-78,8	-82,75	320,52	-157,699	-148,106	-5,594
BASE		56 ENVCIM MAX	50,3	62,6	217,88	140,893	97,464	7,641
BASE		56 ENVCIM MIN	-46,23	-67,29	154,11	-135,53	-86,553	-7,469
BASE		57 ENVCIM MAX	35,18	39,67	121,16	77,018	73,396	5,254
BASE		57 ENVCIM MIN	-31,27	-31,78	69,99	-85,634	-63,33	-4,851
BASE		58 ENVCIM MAX	58,96	48,09	246,44	92,26	121,627	4,019
BASE		58 ENVCIM MIN	-62,76	-45,09	153,6	-95,375	-126,373	-3,789
BASE		60 ENVCIM MAX	90,22	43,18	251,58	96,899	185,07	3,733
BASE		60 ENVCIM MIN	-89,64	-49,34	115,63	-89,692	-181,217	-4,203
BASE		61 ENVCIM MAX	97,33	48,92	218,47	95,459	199,199	3,71
BASE		61 ENVCIM MIN	-91,04	-48,26	76,1	-96,11	-184,135	-4,079
BASE		62 ENVCIM MAX	73,08	50,39	193,13	98,469	150,031	4,248
BASE		62 ENVCIM MIN	-65,7	-51,08	88,22	-97,655	-132,849	-4,068
BASE		63 ENVCIM MAX	42,66	36,84	106,85	86,847	88,543	5,346
BASE		63 ENVCIM MIN	-37,53	-41,06	38,97	-82,056	-76,454	-5,066



Reacciones en nodos en cimentación

Para el diseño de pilotes se agruparon los nodos por cargas y se diseñó con la mayor carga

Pilotes en nodos 63, 57, 17, 62, 7, cargas en kN, pilote T6 en planos

63	106.85
57	121.16
17	178
62	193.13
7	206.72

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (NSR-10, C.15.7).

$$581.0 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 581.0 mm

2.- CORTANTE EN ZAPATAS

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con C.11.11 y C.15.5.4 (NSR-10, C.15.5.3).

$$450.0 \text{ mm} \leq 1200.0 \text{ mm}$$

Distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna : 450.0 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 600.0 mm

3.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (NSR-10, C.7.7.1):

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm

(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm): 50 mm

Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Superior	50.0 mm \geq 40.0 mm	✓
Inferior	100.0 mm \geq 40.0 mm	✓
Lateral	75.0 mm \geq 75.0 mm	✓

4.- ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO MÁS CERCANO A UNA SUPERFICIE EN TRACCIÓN

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

$$103.0 \text{ mm} \leq 262.4 \text{ mm}$$

C.10.6.4 - El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s : \underline{262.4} \text{ mm}$$

pero no mayor que $300(280/f_s)$ donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

: 305.8 mm

: 50.0 mm

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como 2/3 de f_y .

f_s : 2/3 de f_y

f_s : 274.68 MPa

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

5.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2 (NSR-10, C.7.6.1).

C.3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

- (c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso

: 15.0 mm

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento libre (mm)	3/4 Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Viga - Armadura inferior	12.7	90.3	67.7	✓
Viga - Armadura superior	12.7	90.3	67.7	✓
Viga - Estribos horizontales	12.7	94.8	71.1	✓
Viga - Estribos verticales	12.7	66.4	49.8	✓

6.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÁXIMO

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

Espesor

: 700.0 mm

Ref.	Espaciamiento (mm)	Cumple
Viga - Armadura inferior	103.0	✓
Viga - Armadura superior	103.0	✓

7.- LONGITUD DE DESARROLLO

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"		
	Elemento: 1 - 2	
	Nudo inicial	Nudo final
	1	2
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 2.75 R2 = 2.75	P1 = 5.49

Se debe cumplir (NSR-10, C.12):

$$362.3 \text{ mm} \geq 150.0 \text{ mm}$$

l_{dev} : Longitud de desarrollo disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho.

$$l_{dev} : 362.3 \text{ mm}$$

En las zonas nodales que anclan un solo tensor, la fuerza en el tensor debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida y entra en la luz del elemento (NSR-10, C-A.4.3.2).

C.12.5 - Desarrollo de ganchos estándar en tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase C.7.1), l_{dh} , se debe calcular de C.12.5.2 y los factores de modificación de C.12.5.3, pero l_{dh} no debe ser menor que el mayor de $8d_b$ y 150 mm (NSR-10, C.12.5.1).

$$: 150.0 \text{ mm}$$

Para las barras corrugadas, l_{dh} debe ser (NSR-10, C.12.5.2):

$$: 239.7 \text{ mm}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : 412.02 \text{ MPa}$$

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa (NSR-10, C.12.1.2).

$$: 5.24 \text{ MPa}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : 27.47 \text{ MPa}$$

d_b : Diámetro nominal de la barra.

$$d_b : 12.7 \text{ mm}$$

Con Ψ_e igual a 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico, y λ igual a 0.75 para concreto con agregados livianos. Para otros casos, Ψ_e y λ deben tomarse igual a 1.0.

$$: 1.0$$

La longitud l_{dh} en C.12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda (NSR-10, C.12.5.3):

- (a) Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm, y para ganchos de 90°, con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm: 0.7
- (d) Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y , y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis:

(A_s Requerido)/(A_s Proporcionado): 0.013

En 12.5.3(b) y 12.5.3(c), d_b es el diámetro de la barra del gancho, y el primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho, a una distancia menor a $2d_b$ del borde externo del gancho.

Tensor	d_b (mm)	l_d (mm)	l_{dev} (mm)	η	Cumple
1 - 2	12.7	150.0	362.3	0.414	✓

8.- ÁNGULO ENTRE LOS EJES DE LOS PUNTALES Y TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"

	Elemento: 3 - 1	
	Nudo inicial	Nudo final
	3	1
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 2.75 R2 = 2.75	P1 = 5.49

El ángulo, θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo no debe ser menor de 25° (NSR-10, C-A.2.5).

$$47.7^\circ \geq 25.0^\circ$$

Donde:

θ : Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo. θ : 47.7 °
 θ_{min} : Ángulo mínimo. θ_{min} : 25.0 °

Puntal	θ (°)	η	Cumple
3 - 1	47.7	0.524	✓
3 - 2	47.7	0.524	✓

9.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"		
	Elemento: 1 - 2	
	Nudo inicial	Nudo final
	1	2
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 2.75 R2 = 2.75	P1 = 5.49

El diseño de los tensores debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.4):

$$195.76 \text{ kN} \geq 2.50 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

$$F_u : \underline{2.50 \text{ kN}}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{nt} : Resistencia nominal de un tensor.

$$F_{nt} : \underline{261.01 \text{ kN}}$$

Donde:

A_{ts} : Área de refuerzo no presforzado en un tensor.

$$A_{ts} : \underline{633.5 \text{ mm}^2}$$

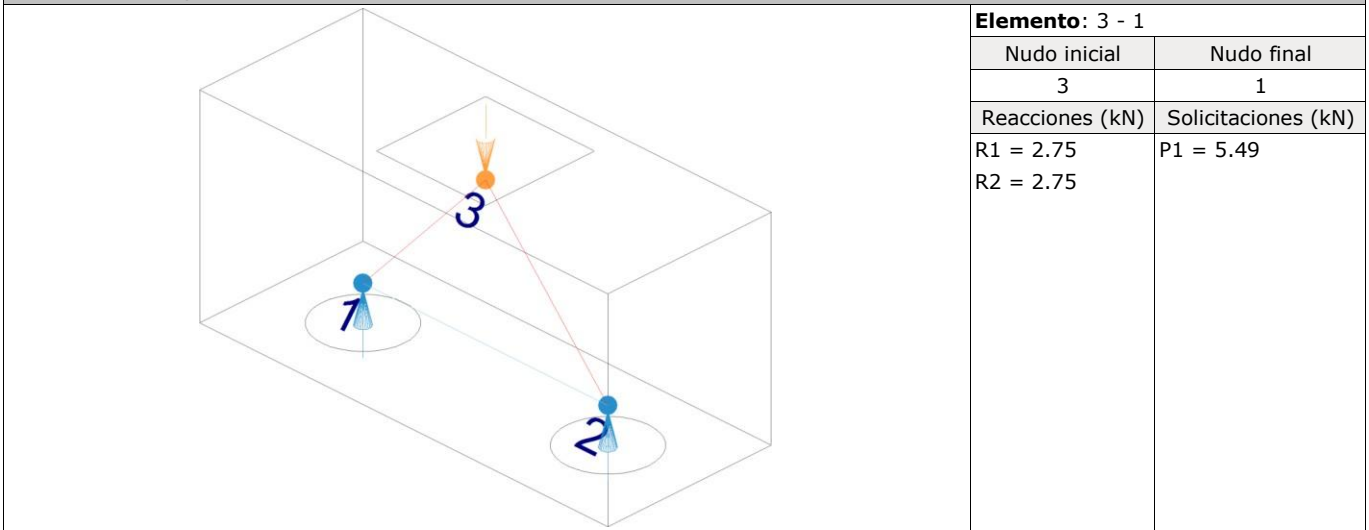
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02 \text{ MPa}}$$

Tensor	A_{ts} (mm ²)	F_{nt} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
1 - 2	633.5	261.01	2.50	0.013	✓

10.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"



El diseño de los puntales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.3):

$$682.64 \text{ kN} \geq 3.72 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un puntal.

$$F_u : \underline{3.72 \text{ kN}}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{ns} : Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal.

$$F_{ns} : \underline{910.19 \text{ kN}}$$

Donde:

A_{cs} : Área de la sección transversal en un extremo del puntal.

$$A_{cs} : \underline{51981.3 \text{ mm}^2}$$

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$f_{ce} : \underline{17.51 \text{ MPa}}$$

Donde:

β_s : Factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$\beta_s : \underline{0.75}$$

Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella) (NSR-10, C-A.3.2.2):

(a) Con refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.75$

(b) Sin refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.60\lambda$ donde λ está definido en C.8.6.1.

Para el concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$

Para un f'_c no mayor de 40 MPa, se admite que las disposiciones de C-A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (A-4) (NSR-10, C-A.3.3.1).

$$0.009 \geq 0.003$$

Donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

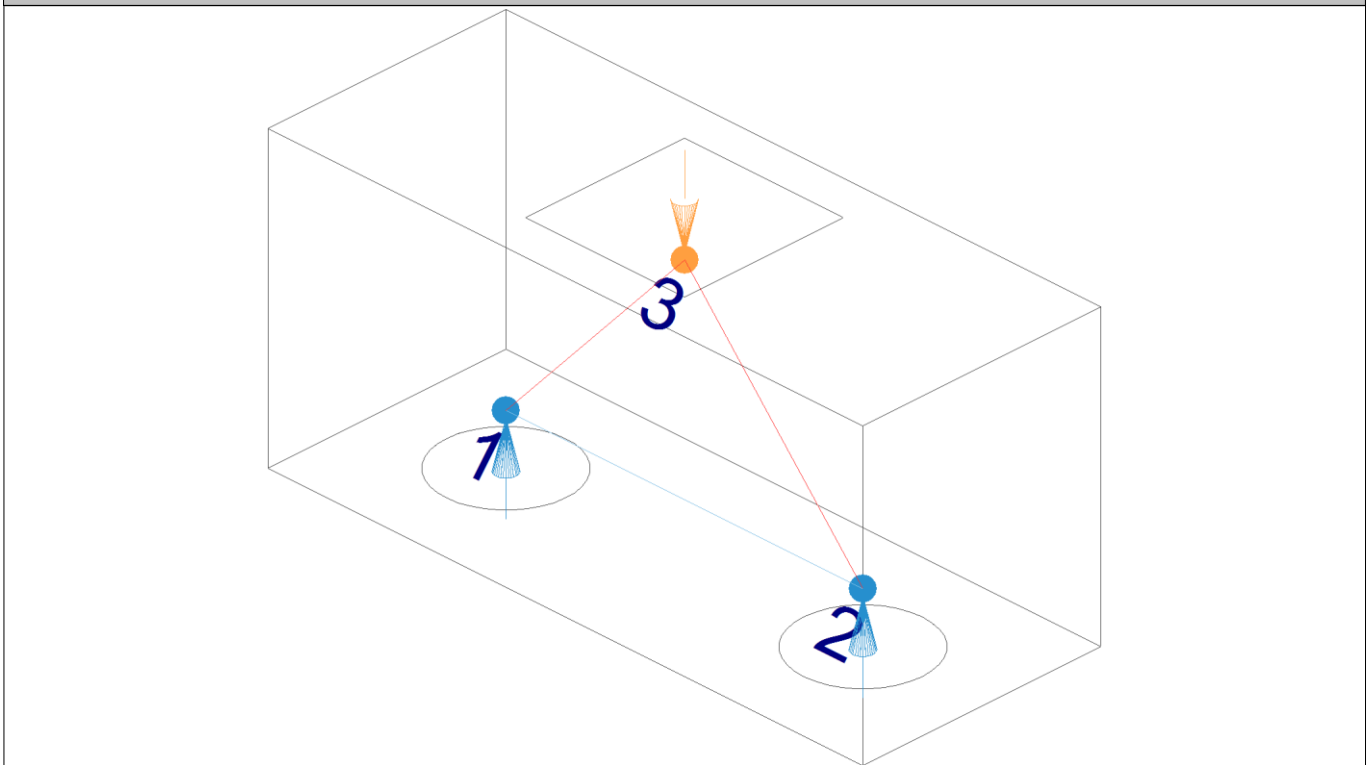
b_s : Ancho de un puntal.

El refuerzo exigido en C-A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo α con respecto al puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40° (NSR-10, C-A. f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

Puntal	β_s	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
3 - 1	0.75	51981.3	910.19	3.72	0.01	✓
3 - 2	0.75	51981.3	910.19	3.72	0.01	✓

11.- RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

Modelo de bielas y tirantes



El diseño de las zonas nodales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.5):

$$752.48 \text{ kN} \geq 3.72 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en una cara de una zona nodal.

$$F_u : \frac{3.72}{kN}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \frac{0.75}{kN}$$

F_{nn} : Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal.

$$F_{nn} : \frac{1003.30}{kN}$$

Donde:

A_{nz} : Área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo.

$$A_{nz} : \underline{53709.8} \text{ mm}^2$$

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en C-A.5.2.

$$f_{ce} : \underline{18.68} \text{ MPa}$$

β_n : Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo.

$$\beta_n : \underline{0.80}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{27.47} \text{ MPa}$$

C-A.5.2.1 - En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
3 - 1	1.00	23.35	51981.3	1213.76	3.72	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓
3 - 2	1.00	23.35	51981.3	1213.76	3.72	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓

C-A.5.2.2 - En zonas nodales que anclan un tensor

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
1	0.80	18.68	53709.8	1003.30	3.72	1.4·PP+1.4·CM	0.005	✓
2	0.80	18.68	53709.8	1003.30	3.72	1.4·PP+1.4·CM	0.005	✓

12.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (NSR-10, C.15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (kN)	Fuerza no mayorada (kN)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM	207.00	9.69	✓

REFUERZO DEL PILOTE

TABLA C.15.11-1 — CUANTÍAS MÍNIMAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES EN PILOTES Y CAJONES DE CIMENTACIÓN VACIADOS EN SITIO

Requisito	Estructuras con capacidad mínima (DM) de disipación de energía	Estructuras con capacidad especial (DES) y moderada (DMO) de disipación de energía (véase la Nota)
Resistencia mínima del concreto, f'_c	17.5 MPa	17.5 MPa
Cuantía longitudinal mínima	0.0025	0.0050
Número mínimo de barras longitudinales	4	4
Longitud del refuerzo longitudinal, a menos que el estudio geotécnico indique que se debe utilizar una longitud mayor	tercio superior de la longitud del pilote, pero no menos de 4 m.	mitad superior de la longitud del pilote, pero no menos de 6 m.
Diámetro de la barra de los estribos	Nº 2 (1/4") ó 6M (6 mm) para pilotes hasta de 500 mm de diámetro y Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes de más de 500 mm de diámetro.	Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm) para pilotes hasta de 750 mm de diámetro y Nº 4 (1/2") ó 12M (12 mm) para pilotes de más de 750 mm de diámetro.
Separación máxima de los estribos	100 mm en los 600 mm superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.	75 mm en los 1.20 m superiores del pilote y 16 diámetros de barra longitudinal, a lo largo de la zona armada longitudinalmente.

Nota: Cuando el diseño indica que se presentará disipación de energía en el rango inelástico en la zona superior del pilote o cajón, deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo C.21 y deben tomarse las precauciones necesarias para garantizar que la articulación plástica se presenta en la zona confinada.

Referencia: NSR10

carga 1 Verificación en la dirección de máximo efecto.

Condiciones de soporte: Verificación: pilote completo

Fijado en la base del pilote

Condición límite en la cabeza del pilote:

Traslación [mm]

Rotación [mRad]

Reforzamiento del pilote:

Nro. de barras: [pcs] Refuerzo de corte

Recubrimiento: [mm] Perfil: [mm]

Perfil: [mm] Espaciado: [mm]

Perfil de refuerzo adicional: [mm]

Índice de ref.:

Resultados:

CORTE: **ACEPTABLE** (0,0%)

FLEXION + COMPR.: **ACEPTABLE** (13,4%)

Relación de refuerzo: **ACEPTABLE** (29,3%)

Acero mínimo: $0.0050 \times 706.86 \text{ cm}^2 = 3.53 \text{ cm}^2$

Colocar 5#4 longitudinales, y flejes #3 cada 7.5cm en los 1.2m superiores y cada 20 en el resto del pilote

DISEÑO DE PILOTES PARA NODOS – (tipo 7 en planos)

56	217.88
61	218.47
30	236.08
28	243.89
58	246.44
43	247.31
60	251.58
42	265.8
50	266.21

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (NSR-10, C.15.7).

$$468.3 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 468.3 mm

2.- CORTANTE EN ZAPATAS

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con C.11.11 y C.15.5.4 (NSR-10, C.15.5.3).

$$519.6 \text{ mm} \leq 1000.0 \text{ mm}$$

Distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna : 519.6 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 500.0 mm

3.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (NSR-10, C.7.7.1):

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm

(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm): 50 mm

Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Inferior	100.0 mm \geq 40.0 mm	✓
Lateral	75.0 mm \geq 75.0 mm	✓

4.- ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO MÁS CERCANO A UNA SUPERFICIE EN TRACCIÓN

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

$$181.8 \text{ mm} \leq 262.4 \text{ mm}$$

C.10.6.4 - El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

s : 262.4 mm

pero no mayor que $300(280/f_s)$ donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

: 305.8 mm

: 50.0 mm

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como 2/3 de f_y .

f_s : 2/3 de f_y

f_s : 274.68 MPa

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

5.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2 (NSR-10, C.7.6.1).

C.3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

- (c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso

: 15.0 mm

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento libre (mm)	3/4 Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Viga lateral - Armadura inferior	12.7	169.1	126.8	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	12.7	67.3	50.5	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	12.7	67.3	50.5	✓

6.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÁXIMO

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

Espesor

: 600.0 mm

Ref.	Espaciamiento (mm)	Cumple
Viga lateral - Armadura inferior	181.8	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	80.0	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	80.0	✓

7.- REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

C.7.12.2.1 - La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

- (a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350: 0.0020
- (b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre: 0.0018
- (c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento:

Donde:

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

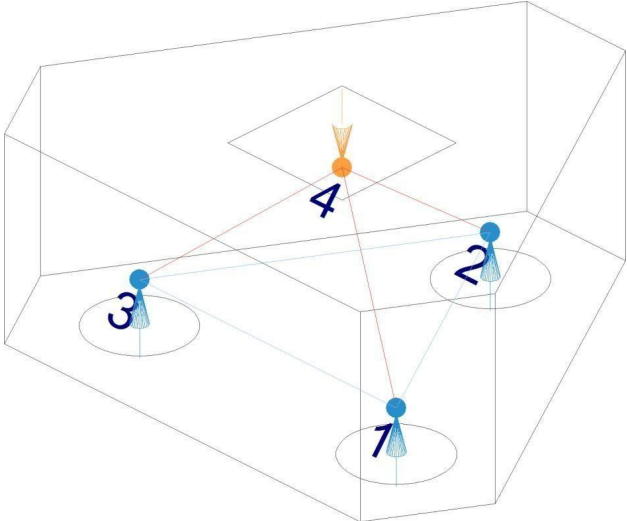
f_y : 412.02 MPa

Ref.	Cuantía de refuerzo	Cumple
Sección X-X	0.0031 \geq 0.0018	✓
Sección Y-Y	0.0031 \geq 0.0018	✓

8.- LONGITUD DE DESARROLLO

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"

Elemento: 1 - 2	
Nudo inicial	Nudo final
1	2
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 1.83 R2 = 1.83 R3 = 1.83	P1 = 5.49



Se debe cumplir (NSR-10, C.12):

301.2 mm \geq 150.0 mm ✓

l_{dev} : Longitud de desarrollo disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho.

l_{dev} : 301.2 mm

En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida (NSR-10, C-A.4.3.3).

C.12.5 - Desarrollo de ganchos estándar en tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase C.7.1), l_{dh} , se debe calcular de C.12.5.2 y los factores de modificación de C.12.5.3, pero l_{dh} no debe ser menor que el mayor de $8d_b$ y 150 mm (NSR-10, C.12.5.1).

: 150.0 mm

Para las barras corrugadas, l_{dh} debe ser (NSR-10, C.12.5.2):

: 239.7 mm

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa (NSR-10, C.12.1.2).

: 5.24 MPa

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 27.47 MPa

d_b : Diámetro nominal de la barra.

d_b : 12.7 mm

Con Ψ_e igual a 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico, y λ igual a 0.75 para concreto con agregados livianos. Para otros casos, Ψ_e y λ deben tomarse igual a 1.0.

: 1.0

: 1.0

La longitud l_{dh} en C.12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda (NSR-10, C.12.5.3):

(a) Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm, y para ganchos de 90°, con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm: 0.7

(d) Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y , y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis:

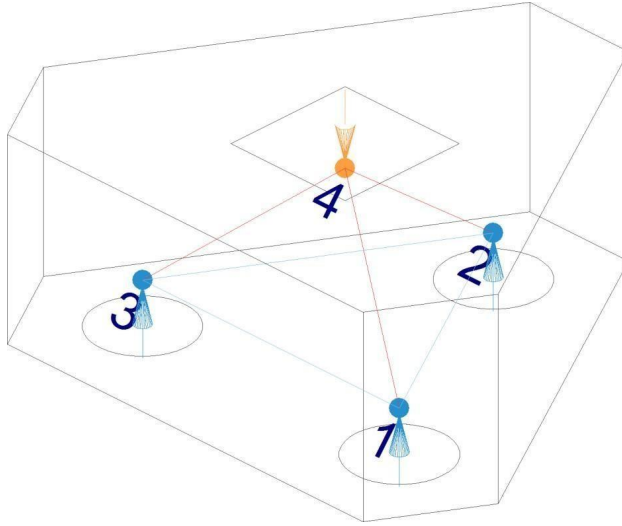
(A_s Requerido)/(A_s Proporcionado): 0.012

En 12.5.3(b) y 12.5.3(c), d_b es el diámetro de la barra del gancho, y el primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho, a una distancia menor a $2d_b$ del borde externo del gancho.

Tensor	d_b (mm)	l_d (mm)	l_{dev} (mm)	η	Cumple
1 - 2	12.7	150.0	301.2	0.498	✓
2 - 3	12.7	150.0	301.2	0.498	✓
3 - 1	12.7	150.0	301.2	0.498	✓

9.- ÁNGULO ENTRE LOS EJES DE LOS PUNTALES Y TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"



Elemento: 4 - 1	
Nudo inicial	Nudo final
4	1
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 1.83 R2 = 1.83 R3 = 1.83	P1 = 5.49

El ángulo, θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo no debe ser menor de 25° (NSR-10, C-A.2.5).

$$37.5^\circ \geq 25.0^\circ$$

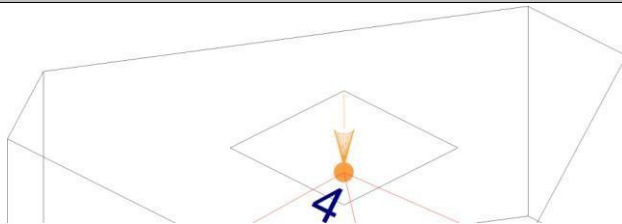
Donde:

θ : Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo. $\theta : 37.5^\circ$
 θ_{\min} : Ángulo mínimo. $\theta_{\min} : 25.0^\circ$

Puntal	θ (°)	η	Cumple
4 - 1	37.5	0.667	✓
4 - 2	37.5	0.667	✓
4 - 3	37.5	0.667	✓

10.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"



Elemento: 1 - 2	
Nudo inicial	Nudo final
1	2
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 1.83 R2 = 1.83 R3 = 1.83	P1 = 5.49

El diseño de los tensores debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6,C-A.4):

$$117.46 \text{ kN} \geq 1.38 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

$$F_u : \underline{1.38 \text{ kN}}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{nt} : Resistencia nominal de un tensor.

$$F_{nt} : \underline{156.61 \text{ kN}}$$

Donde:

A_{ts} : Área de refuerzo no preesforzado en un tensor.

$$A_{ts} : \underline{380.1 \text{ mm}^2}$$

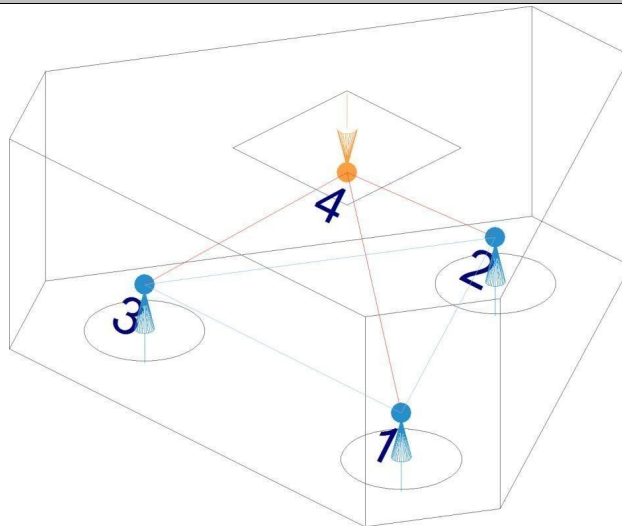
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02 \text{ MPa}}$$

Tensor	A_{ts} (mm ²)	F_{nt} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
1 - 2	380.1	156.61	1.38	0.012	✓
2 - 3	380.1	156.61	1.38	0.012	✓
3 - 1	380.1	156.61	1.38	0.012	✓

11.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"



Elemento: 4 - 1

Nudo inicial	Nudo final
4	1
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 1.83 R2 = 1.83 R3 = 1.83	P1 = 5.49

El diseño de los puntales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6,C-A.3):

$$449.36 \text{ kN} \geq 3.01 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un puntal.

$$F_u : \underline{3.01 \text{ kN}}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{ns} : Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal.

$$F_{ns} : \underline{599.14 \text{ kN}}$$

Donde:

A_{cs} : Área de la sección transversal en un extremo del puntal.

A_{cs} : 42765.2 mm²

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

f_{ce} : 14.01 MPa

Donde:

β_s : Factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

β_s : 0.60

Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella) (NSR-10, C-A.3.2.2):

(a) Con refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.75$

(b) Sin refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.60\lambda$ donde λ está definido en C.8.6.1.

Para el concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$

Para un f'_c no mayor de 40 MPa, se admite que las disposiciones de C-A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (A-4) (NSR-10, C-A.3.3.1).

$$0.000 \geq 0.003$$

Donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

b_s : Ancho de un puntal.

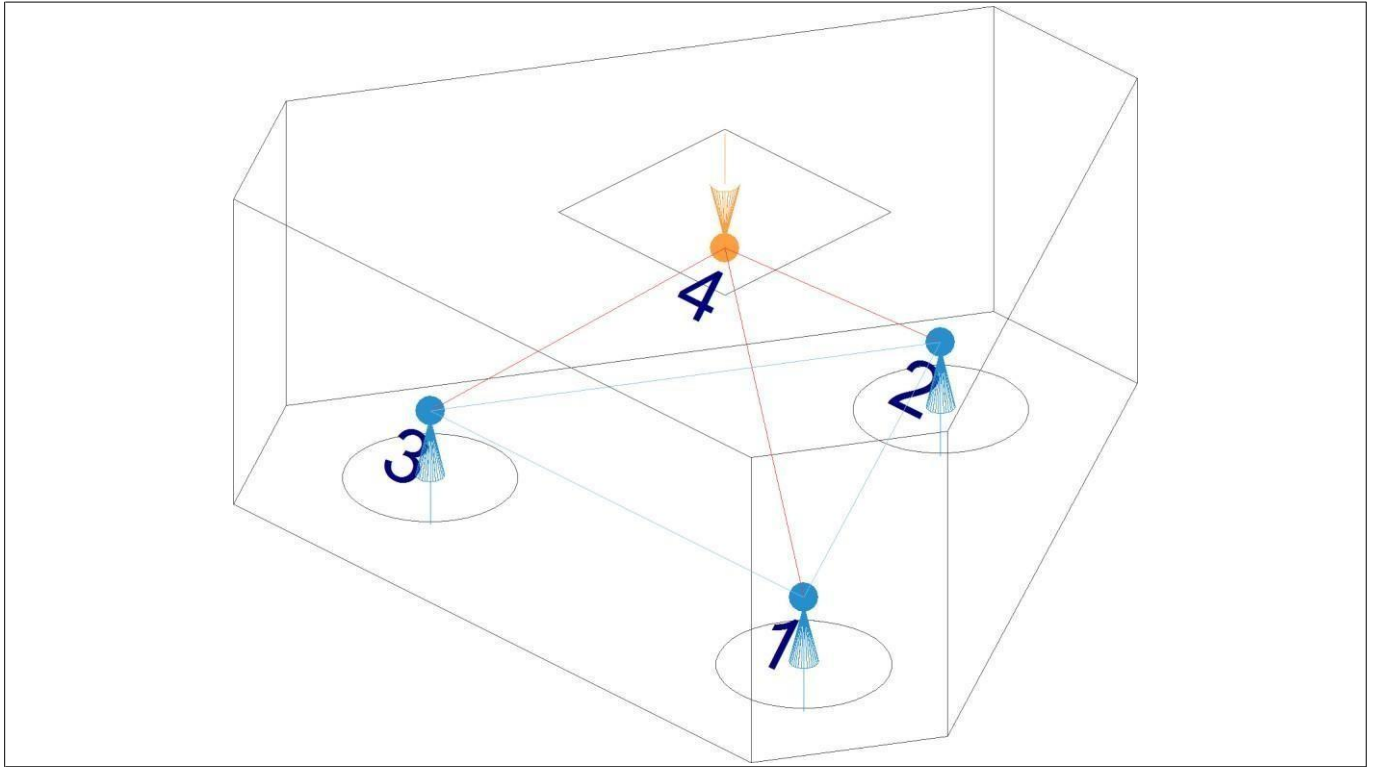
El refuerzo exigido en C-A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo α con respecto al puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40° (NSR-10, C-A.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

Puntal	β_s	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
4 - 1	0.60	42765.2	599.14	3.01	0.01	✓
4 - 2	0.60	42765.2	599.14	3.01	0.01	✓
4 - 3	0.60	42765.2	599.14	3.01	0.01	✓

12.- RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

Modelo de bielas y tirantes



El diseño de las zonas nodales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.5):

$$748.93 \text{ kN} \geq 3.01 \text{ kN}$$

Donde:

- F_u : Fuerza mayorada que actúa en una cara de una zona nodal.
- ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.
- F_{nn} : Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal.

$$F_u : \frac{3.01}{0.75} \text{ kN}$$

$$F_{nn} : 998.57 \text{ kN}$$

Donde:

- A_{nz} : Área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo.
- f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en C-A.5.2.

$$A_{nz} : 42765.2 \text{ mm}^2$$

$$f_{ce} : 23.35 \text{ MPa}$$

- β_n : Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo.

- f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\beta_n : 1.00$$

$$f'_c : 27.47 \text{ MPa}$$

C-A.5.2.1 - En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
4 - 1	1.00	23.35	42765.2	998.57	3.01	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓
4 - 2	1.00	23.35	42765.2	998.57	3.01	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓
4 - 3	1.00	23.35	42765.2	998.57	3.01	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓

13.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (NSR-10, C.15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (kN)	Fuerza no mayorada (kN)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM	266.00	8.53	✓

DISEÑO DE PILOTES PARA NODOS – (tipo 8 en planos)

49	290.37
11	317.75
25	364.29
37	394.52
55	398.22

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (NSR-10, C.15.7).

$$461.9 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 461.9 mm

2.- CORTANTE EN ZAPATAS

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con C.11.11 y C.15.5.4 (NSR-10, C.15.5.3).

$$636.4 \text{ mm} \leq 1000.0 \text{ mm}$$

Distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna : 636.4 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 500.0 mm

3.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (NSR-10, C.7.7.1):

- (a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm
- (b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:
 - Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm): 50 mm
 - Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Inferior	100.0 mm \geq 40.0 mm	✓

4.- ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO MÁS CERCANO A UNA SUPERFICIE EN TRACCIÓN

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

$$188.1 \text{ mm} \leq 262.4 \text{ mm}$$

C.10.6.4 - El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s : \underline{262.4} \text{ mm}$$

pero no mayor que $300(280/f_s)$ donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

$$: \underline{305.8} \text{ mm}$$

$$: \underline{50.0} \text{ mm}$$

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como 2/3 de f_y .

$$f_s: 2/3 \text{ de } f_y$$

$$f_s : \underline{274.68} \text{ MPa}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

5.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2 (NSR-10, C.7.6.1).

C.3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

(c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso

$$: \underline{15.0} \text{ mm}$$

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento libre (mm)	3/4 Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Viga paralela X - Armadura inferior	12.7	175.4	131.6	✓
Viga paralela Y - Armadura inferior	12.7	175.4	131.6	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	15.9	74.1	55.6	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	15.9	74.1	55.6	✓

6.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÁXIMO

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

Espesor

: 600.0 mm

Ref.	Espaciamiento (mm)	Cumple
Viga paralela X - Armadura inferior	188.1	✓
Viga paralela Y - Armadura inferior	188.1	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	90.0	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	90.0	✓

7.- REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

C.7.12.2.1 - La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

- (a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350: 0.0020
- (b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre: 0.0018
- (c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento:

Donde:

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Ref.	Cuantía de refuerzo	Cumple
Sección X-X	0.0042 \geq 0.0018	✓
Sección Y-Y	0.0042 \geq 0.0018	✓

8.- LONGITUD DE DESARROLLO

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"		
	Elemento: 1 - 2	
	Nudo inicial	Nudo final
	1	2
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37	P1 = 5.49

Se debe cumplir (NSR-10, C.12):

$$375.0 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

l_{dev} : Longitud de desarrollo disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo de la barra.

$$l_{dev} : \underline{375.0} \text{ mm}$$

En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida (NSR-10, C-A.4.3.3).

C.12.2 - Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, l_d , debe determinarse a partir de C.12.2.2 ó C.12.2.3, con los factores de modificación de C.12.2.4 y C.12.2.5, pero l_d no debe ser menor que 300 mm (NSR-10, C.12.2.1).

Para barras corrugadas y alambres corrugados l_d debe ser (NSR-10, C.12.2.3):

$$l_d : \underline{300.0} \text{ mm}$$

en donde el término

$$: \underline{2.50}$$

no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$K_{tr} : \underline{0.00}$$

A_{tr} : Área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento 's' que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado.

$$A_{tr} : \underline{0.0} \text{ mm}^2$$

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal.

$$s : \underline{0.0} \text{ mm}$$

n: Número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento.

n : 3

Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

c_b: Factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra o alambre (en ambos casos medido hasta el centro de la barra o alambre) y la mitad del espaciamiento medido entre los centros de las barras.

c_b : 75.0 mm

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa (NSR-10, C.12.1.2).

: 5.24 MPa

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 27.47 MPa

d_b: Diámetro nominal de la barra.

d_b : 12.7 mm

Se permite reducir l_d cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por análisis, excepto cuando se requiere específicamente anclaje o desarrollo para f_y o el refuerzo sea diseñado según C.21.1.1.6 (NSR-10, C.12.2.5).

(A_s Requerido)/(A_s Proporcionado): 0.013

Los factores a usar en las expresiones para la longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados en tracción en C.12.2 son los siguientes (NSR-10, C.12.2.4):

(a) Cuando para el refuerzo horizontal se colocan más 300 mm de concreto fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme, $\Psi_t = 1.3$. Otras situaciones, $\Psi_t = 1.0$.

: 1.0

(b) Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor de $6d_b$, $\Psi_e = 1.5$. Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico, $\Psi_e = 1.2$. Refuerzo sin recubrimiento y refuerzo recubierto con cinc (galvanizado), $\Psi_e = 1.0$.

: 1.0

No obstante, el producto $\Psi_t\Psi_e$ no necesita ser mayor de 1.7.

: 1.0

(c) Para barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores y alambres corrugados, $\Psi_s = 0.8$. Para barras No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores, $\Psi_s = 1.0$.

: 0.8

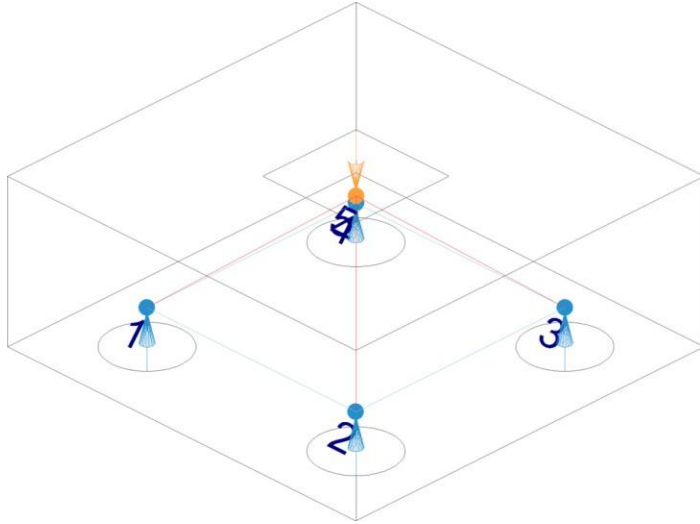
(d) Donde se use concreto liviano, λ no debe exceder de 0.75 a menos que se especifique f_{ct} (véase C.8.6.1). Donde se use concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$.

: 1.0

Tensor	d _b (mm)	l _d (mm)	l _{dev} (mm)	η	Cumple
1 - 2	12.7	300.0	375.0	0.800	✓
2 - 3	12.7	300.0	375.0	0.800	✓
3 - 4	12.7	300.0	375.0	0.800	✓
4 - 1	12.7	300.0	375.0	0.800	✓

9.- ÁNGULO ENTRE LOS EJES DE LOS PUNTALES Y TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"



Elemento: 5 - 1	
Nudo inicial	Nudo final
5	1
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37	P1 = 5.49

El ángulo, θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nudo no debe ser menor de 25° (NSR-10, C-A.2.5).

$$31.7^\circ \geq 25.0^\circ$$

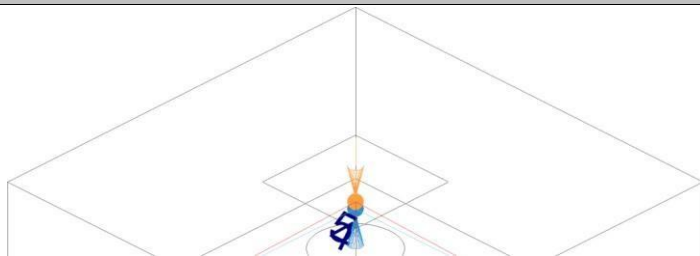
Donde:

θ : Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nudo. $\theta : 31.7^\circ$
 θ_{\min} : Ángulo mínimo. $\theta_{\min} : 25.0^\circ$

Puntal	θ (°)	η	Cumple
5 - 1	31.7	0.789	✓
5 - 2	31.7	0.789	✓
5 - 3	31.7	0.789	✓
5 - 4	31.7	0.789	✓

10.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"



Elemento: 1 - 2	
Nudo inicial	Nudo final
1	2
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37	P1 = 5.49

El diseño de los tensores debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6,C-A.4):

$$117.46 \text{ kN} \geq 1.57 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

$$F_u : \underline{1.57 \text{ kN}}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{nt} : Resistencia nominal de un tensor.

$$F_{nt} : \underline{156.61 \text{ kN}}$$

Donde:

A_{ts} : Área de refuerzo no preesforzado en un tensor.

$$A_{ts} : \underline{380.1 \text{ mm}^2}$$

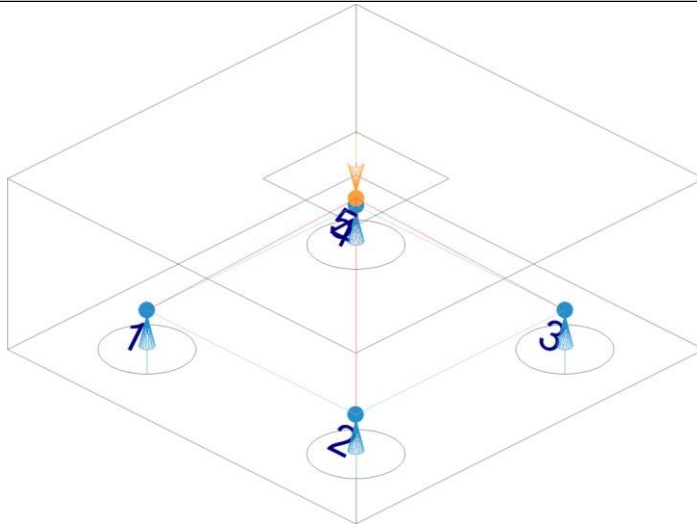
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02 \text{ MPa}}$$

Tensor	A_{ts} (mm ²)	F_{nt} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
1 - 2	380.1	156.61	1.57	0.013	✓
2 - 3	380.1	156.61	1.57	0.013	✓
3 - 4	380.1	156.61	1.57	0.013	✓
4 - 1	380.1	156.61	1.57	0.013	✓

11.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"



Elemento: 5 - 1

Nudo inicial	Nudo final
5	1
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37	P1 = 5.49

El diseño de los puntales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6,C-A.3):

$$388.00 \text{ kN} \geq 2.62 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un puntal.

$$F_u : \underline{2.62 \text{ kN}}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{ns} : Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal.

F_{ns} : 517.33 kN

Donde:

A_{cs} : Área de la sección transversal en un extremo del puntal.

A_{cs} : 36925.7 mm²

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

f_{ce} : 14.01 MPa

Donde:

β_s : Factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

β_s : 0.60

Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella) (NSR-10, C-A.3.2.2):

(a) Con refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.75$

(b) Sin refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.60\lambda$ donde λ está definido en C.8.6.1.

Para el concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$

Para un f'_c no mayor de 40 MPa, se admite que las disposiciones de C-A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (A-4) (NSR-10, C-A.3.3.1).

0.000 \geq 0.003

Donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

b_s : Ancho de un puntal.

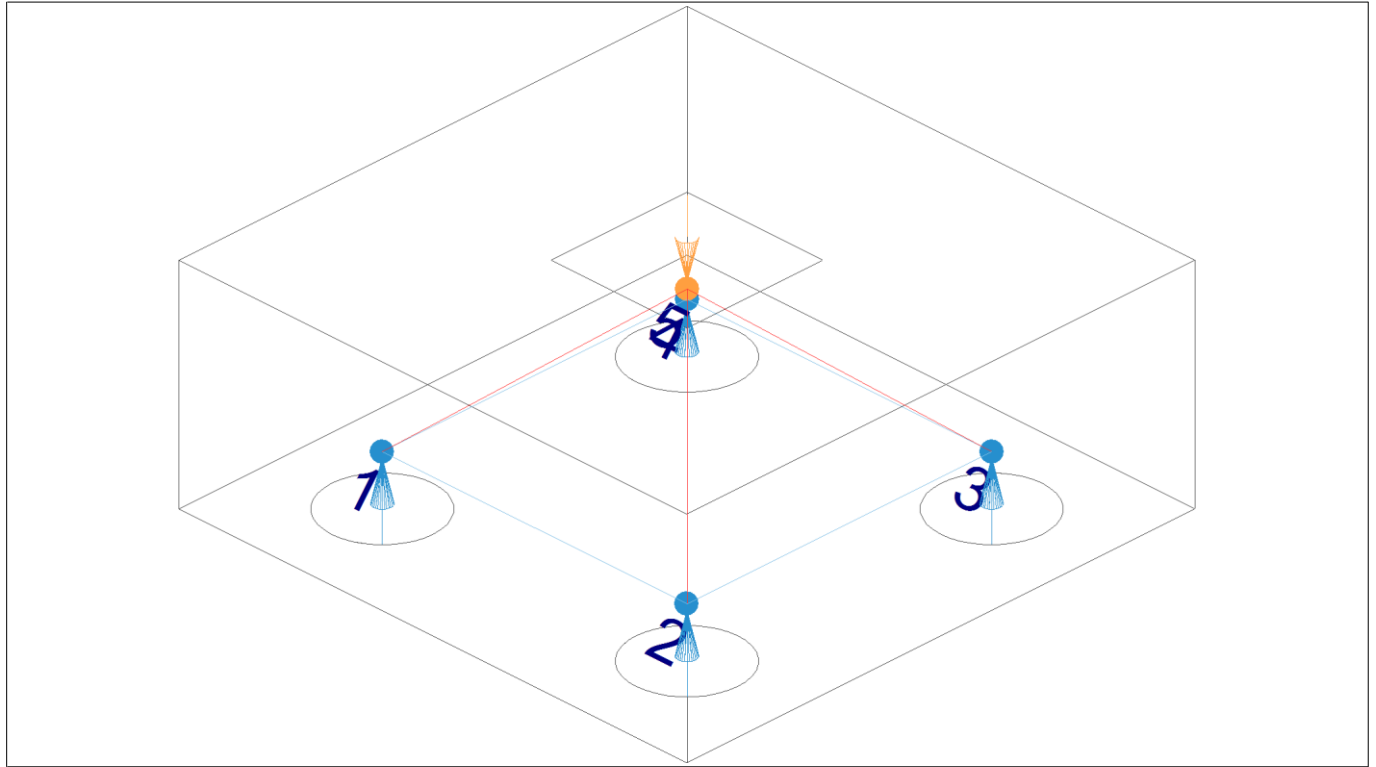
El refuerzo exigido en C-A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo α con respecto al puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40° (NSR-10, C-A.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

Puntal	β_s	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
5 - 1	0.60	36925.7	517.33	2.62	0.01	✓
5 - 2	0.60	36925.7	517.33	2.62	0.01	✓
5 - 3	0.60	36925.7	517.33	2.62	0.01	✓
5 - 4	0.60	36925.7	517.33	2.62	0.01	✓

12.- RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

Modelo de bielas y tirantes



El diseño de las zonas nodales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.5):

$$646.67 \text{ kN} \geq 2.62 \text{ kN}$$

Donde:

- F_u : Fuerza mayorada que actúa en una cara de una zona nodal.
- ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.
- F_{nn} : Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal.

$$F_u : \underline{2.62} \text{ kN}$$

$$\phi : \underline{0.75}$$

$$F_{nn} : \underline{862.22} \text{ kN}$$

Donde:

- A_{nz} : Área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo.
- f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en C-A.5.2.

$$A_{nz} : \underline{36925.7} \text{ mm}^2$$

$$f_{ce} : \underline{23.35} \text{ MPa}$$

- β_n : Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo.

- f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\beta_n : \underline{1.00}$$

$$f'_c : \underline{27.47} \text{ MPa}$$

C-A.5.2.1 - En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
5 - 1	1.00	23.35	36925.7	862.22	2.62	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓
5 - 2	1.00	23.35	36925.7	862.22	2.62	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓
5 - 3	1.00	23.35	36925.7	862.22	2.62	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓
5 - 4	1.00	23.35	36925.7	862.22	2.62	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓

13.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (NSR-10, C.15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (kN)	Fuerza no mayorada (kN)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM	398.00	9.26	✓

Comprobaciones C4

DISEÑO DE PILOTES PARDA NODOS – pilotes tipo 9

6	416.86
5	424.5
27	424.63
54	430.24
26	445.41

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (NSR-10, C.15.7).

$$461.9 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 461.9 mm

2.- CORTANTE EN ZAPATAS

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con C.11.11 y C.15.5.4 (NSR-10, C.15.5.3).

$$636.4 \text{ mm} \leq 1000.0 \text{ mm}$$

Distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna : 636.4 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 500.0 mm

3.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (NSR-10, C.7.7.1):

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm

(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm): 50 mm

Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Inferior	100.0 mm \geq 40.0 mm	✓

4.- ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO MÁS CERCANO A UNA SUPERFICIE EN TRACCIÓN

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

$$188.1 \text{ mm} \leq 262.4 \text{ mm} \quad \checkmark$$

C.10.6.4 - El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s : \underline{262.4} \text{ mm}$$

pero no mayor que $300(280/f_s)$ donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

$$: \underline{305.8} \text{ mm}$$

$$: \underline{50.0} \text{ mm}$$

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como $2/3$ de f_y .

$$f_s: 2/3 \text{ de } f_y$$

$$f_s : \underline{274.68} \text{ MPa}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

5.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2 (NSR-10, C.7.6.1).

C.3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

(c) $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso

$$: \underline{15.0} \text{ mm}$$

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento libre (mm)	$3/4$ Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Viga paralela X - Armadura inferior	12.7	175.4	131.6	✓
Viga paralela Y - Armadura inferior	12.7	175.4	131.6	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	15.9	74.1	55.6	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	15.9	74.1	55.6	✓

6.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÁXIMO

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

Espesor

: 600.0 mm

Ref.	Espaciamiento (mm)	Cumple
Viga paralela X - Armadura inferior	188.1	✓
Viga paralela Y - Armadura inferior	188.1	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	90.0	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	90.0	✓

7.- REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

C.7.12.2.1 - La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

- (a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350: 0.0020
- (b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre: 0.0018
- (c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento:

Donde:

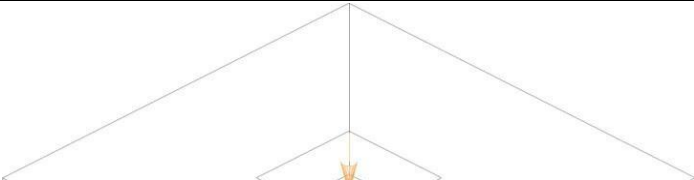
f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Ref.	Cuantía de refuerzo	Cumple
Sección X-X	0.0042 \geq 0.0018	✓
Sección Y-Y	0.0042 \geq 0.0018	✓

8.- LONGITUD DE DESARROLLO

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4-PP+1.4-CM"

		Elemento: 1 - 2	
		Nudo inicial	Nudo final
		1	2
		Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
		R1 = 1.37	P1 = 5.49

	R2 = 1.37	
	R3 = 1.37	
	R4 = 1.37	

Se debe cumplir (NSR-10, C.12):

$$375.0 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

l_{dev} : Longitud de desarrollo disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo de la barra.

$$l_{dev} : \underline{375.0} \text{ mm}$$

En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida (NSR-10, C-A.4.3.3).

C.12.2 - Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, l_d , debe determinarse a partir de C.12.2.2 ó C.12.2.3, con los factores de modificación de C.12.2.4 y C.12.2.5, pero l_d no debe ser menor que 300 mm (NSR-10, C.12.2.1).

Para barras corrugadas y alambres corrugados l_d debe ser (NSR-10, C.12.2.3):

$$l_d : \underline{300.0} \text{ mm}$$

en donde el término

$$: \underline{2.50}$$

no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$K_{tr} : \underline{0.00}$$

A_{tr} : Área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento 's' que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado.

$$A_{tr} : \underline{0.0} \text{ mm}^2$$

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal.

$$s : \underline{0.0} \text{ mm}$$

n: Número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento.

$$n : \underline{3}$$

Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

c_b : Factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra o alambre (en ambos casos medido hasta el centro de la barra o alambre) y la mitad del espaciamiento medido entre los centros de las barras.

$$c_b : \underline{75.0} \text{ mm}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa (NSR-10, C.12.1.2).

$$: \underline{5.24} \text{ MPa}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{27.47} \text{ MPa}$$

d_b : Diámetro nominal de la barra.

$$d_b : \underline{12.7} \text{ mm}$$

Comprobaciones C4

Se permite reducir l_d cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por análisis, excepto cuando se requiere específicamente anclaje o desarrollo para f_y o el refuerzo sea diseñado según C.21.1.1.6 (NSR-10, C.12.2.5).

(A_s Requerido)/(A_s Proporcionado): 0.013

Los factores a usar en las expresiones para la longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados en tracción en C.12.2 son los siguientes (NSR-10, C.12.2.4):

(a) Cuando para el refuerzo horizontal se colocan más 300 mm de concreto fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme, $\Psi_t = 1.3$. Otras situaciones, $\Psi_t = 1.0$.

: 1.0

(b) Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor de $6d_b$, $\Psi_e = 1.5$. Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico, $\Psi_e = 1.2$. Refuerzo sin recubrimiento y refuerzo recubierto con cinc (galvanizado), $\Psi_e = 1.0$.

: 1.0

No obstante, el producto $\Psi_t\Psi_e$ no necesita ser mayor de 1.7.

: 1.0

(c) Para barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores y alambres corrugados, $\Psi_s = 0.8$. Para barras No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores, $\Psi_s = 1.0$.

: 0.8

(d) Donde se use concreto liviano, λ no debe exceder de 0.75 a menos que se especifique f_{ct} (véase C.8.6.1). Donde se use concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$.

: 1.0

Tensor	d_b (mm)	l_d (mm)	l_{dev} (mm)	η	Cumple
1 - 2	12.7	300.0	375.0	0.800	✓
2 - 3	12.7	300.0	375.0	0.800	✓
3 - 4	12.7	300.0	375.0	0.800	✓
4 - 1	12.7	300.0	375.0	0.800	✓

9.- ÁNGULO ENTRE LOS EJES DE LOS PUNTALES Y TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4-PP+1.4-CM"

	Elemento: 5 - 1	
	Nudo inicial	Nudo final
	5	1
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37	P1 = 5.49

Comprobaciones C4

El ángulo, θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo no debe ser menor de 25° (NSR-10, C-A.2.5).

$$31.7^\circ \geq 25.0^\circ$$

Donde:

θ : Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo.

$$\theta : 31.7^\circ$$

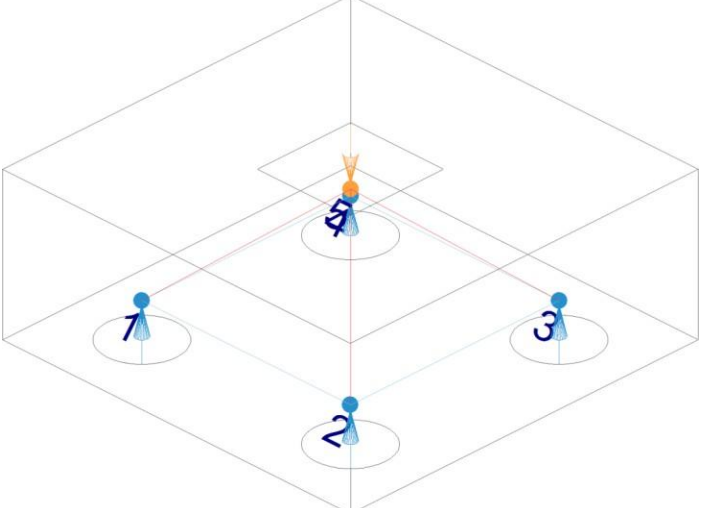
θ_{\min} : Ángulo mínimo.

$$\theta_{\min} : 25.0^\circ$$

Puntal	θ ($^\circ$)	η	Cumple
5 - 1	31.7	0.789	✓
5 - 2	31.7	0.789	✓
5 - 3	31.7	0.789	✓
5 - 4	31.7	0.789	✓

10.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4-PP+1.4-CM"

	Elemento: 1 - 2	
	Nudo inicial	Nudo final
	1	2
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37	P1 = 5.49

El diseño de los tensores debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.4):

$$117.46 \text{ kN} \geq 1.57 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

$$F_u : 1.57 \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : 0.75$$

F_{nt} : Resistencia nominal de un tensor.

$$F_{nt} : 156.61 \text{ kN}$$

Donde:

Comprobaciones C4

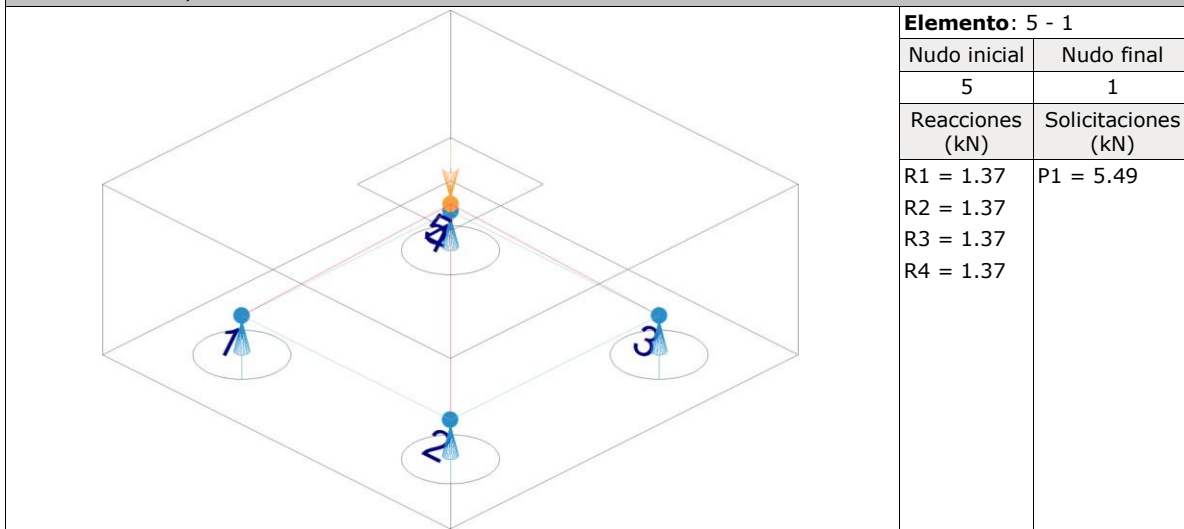
A_{ts}: Área de refuerzo no preesforzado en un tensor.
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

A_{ts} : 380.1 mm²
f_y : 412.02 MPa

Tensor	A _{ts} (mm ²)	F _{nt} (kN)	F _u (kN)	η	Cumple
1 - 2	380.1	156.61	1.57	0.013	✓
2 - 3	380.1	156.61	1.57	0.013	✓
3 - 4	380.1	156.61	1.57	0.013	✓
4 - 1	380.1	156.61	1.57	0.013	✓

11.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4-PP+1.4-CM"



El diseño de los puntales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.3):

$$388.00 \text{ kN} \geq 2.62 \text{ kN}$$

Donde:

F_u: Fuerza mayorada que actúa en un puntal.

$$F_u : \frac{2.62}{0.75} \text{ kN}$$

φ: Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \frac{2.62}{0.75}$$

F_{ns}: Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal.

$$F_{ns} : \underline{517.33 \text{ kN}}$$

Donde:

A_{cs}: Área de la sección transversal en un extremo del puntal. **A_{cs}** : 36925.7 mm²

f_{ce}: Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$f_{ce} : \underline{14.01 \text{ MPa}}$$

Donde:

Comprobaciones C4

β_s : Factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$\beta_s : \underline{0.60}$$

Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella) (NSR-10, C-A.3.2.2):

(a) Con refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.75$

(b) Sin refuerzo que cumpla con C-A.3.3: $\beta_s = 0.60\lambda$ donde λ está definido en C.8.6.1.

Para el concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$

Para un f'_c no mayor de 40 MPa, se admite que las disposiciones de C-A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (A-4) (NSR-10, C-A.3.3.1).

$$0.000 \geq 0.003$$

Donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

b_s : Ancho de un puntal.

El refuerzo exigido en C-A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40° (NSR-10, C-A.3.3.2).

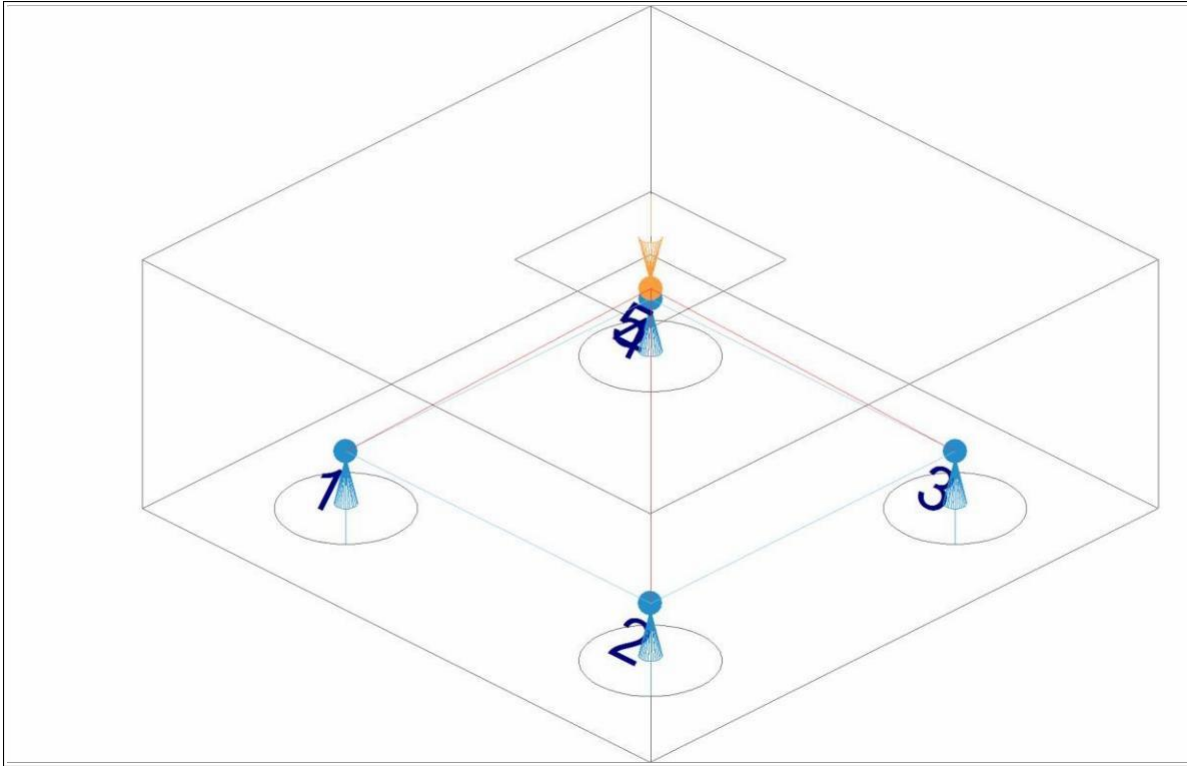
f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

Puntal	β_s	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
5 - 1	0.60	36925.7	517.33	2.62	0.01	✓
5 - 2	0.60	36925.7	517.33	2.62	0.01	✓
5 - 3	0.60	36925.7	517.33	2.62	0.01	✓
5 - 4	0.60	36925.7	517.33	2.62	0.01	✓

12.- RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

Modelo de bielas y tirantes

Comprobaciones C4



El diseño de las zonas nodales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.5):

$$646.67 \text{ kN} \geq 2.62 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en una cara de una zona nodal.

$$F_u : \underline{2.62} \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{nn} : Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal.

$$F_{nn} : \underline{862.22} \text{ kN}$$

Donde:

A_{nz} : Área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo.

$$A_{nz} : \underline{36925.7} \text{ mm}^2$$

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en C-A.5.2.

$$f_{ce} : \underline{23.35} \text{ MPa}$$

β_n : Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo.

$$\beta_n : \underline{1.00}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{27.47} \text{ MPa}$$

C-A.5.2.1 - En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
5 - 1	1.00	23.35	36925.7	862.22	2.62	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓
5 - 2	1.00	23.35	36925.7	862.22	2.62	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓
5 - 3	1.00	23.35	36925.7	862.22	2.62	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓

Comprobaciones C4

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
5 - 4	1.00	23.35	36925.7	862.22	2.62	1.4·PP+1.4·CM	0.004	✓

13.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (NSR-10, C.15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (kN)	Fuerza no mayorada (kN)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM	445.00	9.26	✓

DISEÑO DE PILOTES PARDA NODOS – (tipo 10 en planos)

41	453.44
40	463.83
48	477.54
47	486.35
53	514.47
51	531.4
44	531.82
46	611.92
39	624.2

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (NSR-10, C.15.7).

$$568.3 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 568.3 mm

2.- CORTANTE EN ZAPATAS

Comprobaciones C4

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con C.11.11 y C.15.5.4 (NSR-10, C.15.5.3).

$$636.4 \text{ mm} \leq 1200.0 \text{ mm}$$

Distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna : 636.4 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 600.0 mm

3.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en C.7.7.6 ó C.7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (NSR-10, C.7.7.1):

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm

(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) a No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm): 50 mm

Barras No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm), alambre MW200 ó MD200 (16 mm de diámetro) y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Inferior	100.0 mm \geq 40.0 mm	✓
Lateral	75.0 mm \geq 75.0 mm	✓

4.- ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO MÁS CERCANO A UNA SUPERFICIE EN TRACCIÓN

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

$$187.8 \text{ mm} \leq 262.4 \text{ mm} \quad \checkmark$$

C.10.6.4 - El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s : \underline{262.4 \text{ mm}}$$

pero no mayor que $300(280/f_s)$ donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (C.10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

$$: \underline{305.8 \text{ mm}}$$

$$: \underline{50.0 \text{ mm}}$$

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como $2/3$ de f_y .

Comprobaciones C4

f_s : 2/3 de f_y

f_s : 274.68 MPa

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

5.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también C.3.3.2 (NSR-10, C.7.6.1).

C.3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:
(c) 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso : 15.0 mm

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento libre (mm)	3/4 Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Viga paralela X - Armadura inferior	12.7	175.1	131.3	✓
Viga paralela Y - Armadura inferior	12.7	175.1	131.3	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	12.7	47.3	35.5	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	12.7	47.3	35.5	✓

6.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÁXIMO

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

Espesor : 700.0 mm

Ref.	Espaciamiento (mm)	Cumple
Viga paralela X - Armadura inferior	187.8	✓
Viga paralela Y - Armadura inferior	187.8	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas X	60.0	✓
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	60.0	✓

7.- REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s,min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por C.7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (NSR-10, C.10.5.4).

C.7.12.2.1 - La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

(a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 280 o 350: 0.0020

Comprobaciones C4

(b) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 420 o refuerzo electrosoldado de alambre: 0.0018

(c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento:

Donde:

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Ref.	Cuantía de refuerzo	Cumple
Sección X-X	0.0036 \geq 0.0018	✓
Sección Y-Y	0.0036 \geq 0.0018	✓

8.- LONGITUD DE DESARROLLO

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4-PP+1.4-CM"

	Elemento: 1 - 2	
	Nudo inicial	Nudo final
	1	2
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37	P1 = 5.49

Se debe cumplir (NSR-10, C.12):

$$575.0 \text{ mm} \geq 300.0 \text{ mm}$$

l_{dev} : Longitud de desarrollo disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo de la barra.

$$l_{dev} : \underline{575.0} \text{ mm}$$

En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida (NSR-10, C-A.4.3.3).

C.12.2 - Desarrollo de barras corrugadas y alambres corrugados a tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, l_d , debe determinarse a partir de C.12.2.2 ó C.12.2.3, con los factores de modificación de C.12.2.4 y C.12.2.5, pero l_d no debe ser menor que 300 mm (NSR-10, C.12.2.1).

Para barras corrugadas y alambres corrugados l_d debe ser (NSR-10, C.12.2.3):

Comprobaciones C4

$$l_d : \underline{300.0} \text{ mm}$$

en donde el término

$$: \underline{2.50}$$

no debe tomarse mayor a 2.5 y

$$K_{tr} : \underline{0.00}$$

A_{tr}: Área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento 's' que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado.

$$A_{tr} : \underline{0.0} \text{ mm}^2$$

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal.

$$s : \underline{0.0} \text{ mm}$$

n: Número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento.

$$n : \underline{4}$$

Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

c_b: Factor que representa el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra o alambre (en ambos casos medido hasta el centro de la barra o alambre) y la mitad del espaciamiento medido entre los centros de las barras.

$$c_b : \underline{75.0} \text{ mm}$$

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa (NSR-10, C.12.1.2).

$$: \underline{5.24} \text{ MPa}$$

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{27.47} \text{ MPa}$$

d_b: Diámetro nominal de la barra.

$$d_b : \underline{12.7} \text{ mm}$$

Se permite reducir l_d cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por análisis, excepto cuando se requiere específicamente anclaje o desarrollo para f_y o el refuerzo sea diseñado según C.21.1.1.6 (NSR-10, C.12.2.5).

$$\frac{(A_s \text{ Requerido})}{(A_s \text{ Proporcionado})} : 0.008$$

Los factores a usar en las expresiones para la longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados en tracción en C.12.2 son los siguientes (NSR-10, C.12.2.4):

(a) Cuando para el refuerzo horizontal se colocan más 300 mm de concreto fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme, $\Psi_t = 1.3$. Otras situaciones, $\Psi_t = 1.0$.

$$: \underline{1.0}$$

(b) Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor de $6d_b$, $\Psi_e = 1.5$. Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico, $\Psi_e = 1.2$. Refuerzo sin recubrimiento y refuerzo recubierto con cinc (galvanizado), $\Psi_e = 1.0$.

$$: \underline{1.0}$$

No obstante, el producto $\Psi_t\Psi_e$ no necesita ser mayor de 1.7.

$$: \underline{1.0}$$

(c) Para barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores y alambres corrugados, $\Psi_s = 0.8$. Para barras No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores, $\Psi_s = 1.0$.

Comprobaciones C4

: 0.8

(d) Donde se use concreto liviano, λ no debe exceder de 0.75 a menos que se especifique f_{ct} (véase C.8.6.1). Donde se use concreto de peso normal, $\lambda = 1.0$.

: 1.0

Tensor	d_b (mm)	l_d (mm)	l_{dev} (mm)	η	Cumple
1 - 2	12.7	300.0	575.0	0.522	✓
2 - 3	12.7	300.0	575.0	0.522	✓
3 - 4	12.7	300.0	575.0	0.522	✓
4 - 1	12.7	300.0	575.0	0.522	✓

9.- ÁNGULO ENTRE LOS EJES DE LOS PUNTALES Y TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"		
	Elemento: 5 - 1	
	Nudo inicial	Nudo final
	5	1
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37	P1 = 5.49

El ángulo, θ , entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo no debe ser menor de 25° (NSR-10, C-A.2.5).

$$37.2^\circ \geq 25.0^\circ$$

Donde:

θ : Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo.

$$\theta : \underline{37.2^\circ}$$

θ_{min} : Ángulo mínimo.

$$\theta_{min} : \underline{25.0^\circ}$$

Puntal	θ ($^\circ$)	η	Cumple
5 - 1	37.2	0.672	✓

Comprobaciones C4

Puntal	θ (°)	η	Cumple
5 - 2	37.2	0.672	✓
5 - 3	37.2	0.672	✓
5 - 4	37.2	0.672	✓

10.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"											
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left; padding: 2px;">Elemento: 1 - 2</th> </tr> <tr> <th style="padding: 2px;">Nudo inicial</th> <th style="padding: 2px;">Nudo final</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center; padding: 2px;">1</td> <td style="text-align: center; padding: 2px;">2</td> </tr> <tr> <th style="padding: 2px;">Reacciones (kN)</th> <th style="padding: 2px;">Solicitaciones (kN)</th> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37</td> <td style="padding: 2px;">P1 = 5.49</td> </tr> </tbody> </table>	Elemento: 1 - 2		Nudo inicial	Nudo final	1	2	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)	R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37	P1 = 5.49
Elemento: 1 - 2											
Nudo inicial	Nudo final										
1	2										
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)										
R1 = 1.37 R2 = 1.37 R3 = 1.37 R4 = 1.37	P1 = 5.49										

El diseño de los tensores debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.4):

$$156.61 \text{ kN} \geq 1.28 \text{ kN}$$

Donde:

F_u: Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

F_{nt}: Resistencia nominal de un tensor.

$$F_u : \underline{1.28 \text{ kN}}$$

$$\phi : \underline{0.75}$$

$$F_{nt} : \underline{208.81 \text{ kN}}$$

Donde:

A_{ts}: Área de refuerzo no preesforzado en un tensor.

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$A_{ts} : \underline{506.8 \text{ mm}^2}$$

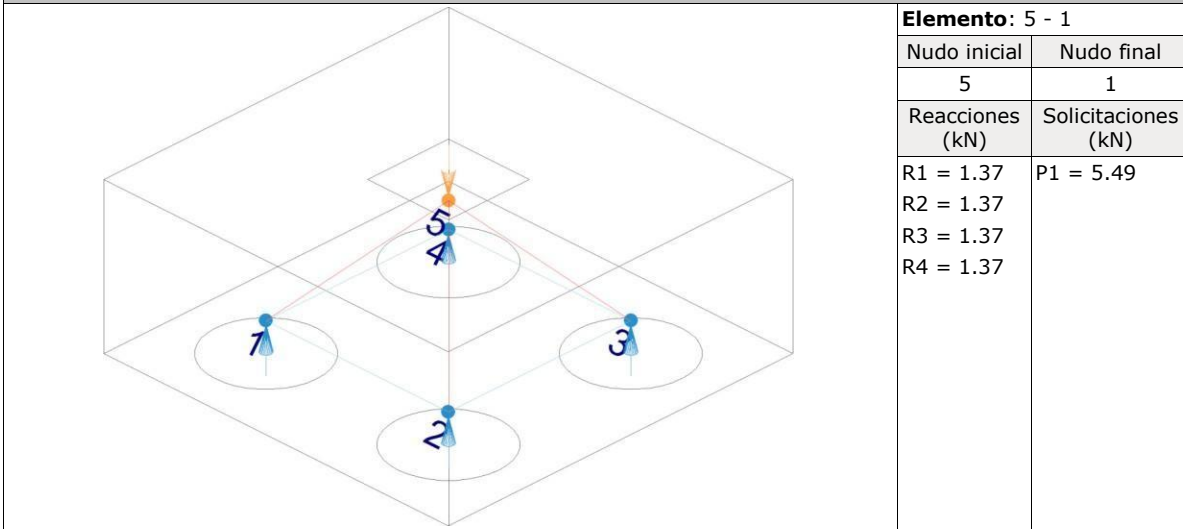
$$f_y : \underline{412.02 \text{ MPa}}$$

Tensor	A _{ts} (mm ²)	F _{nt} (kN)	F _u (kN)	η	Cumple
1 - 2	506.8	208.81	1.28	0.008	✓
2 - 3	506.8	208.81	1.28	0.008	✓
3 - 4	506.8	208.81	1.28	0.008	✓
4 - 1	506.8	208.81	1.28	0.008	✓

Comprobaciones C4

11.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4·PP+1.4·CM"



El diseño de los puntales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.3):

$$1240.99 \text{ kN} \geq 2.27 \text{ kN}$$

Donde:

F_u: Fuerza mayorada que actúa en un puntal.

$$F_u : \underline{2.27} \text{ kN}$$

φ: Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{ns}: Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal.

$$F_{ns} : \underline{1654.65} \text{ kN}$$

Donde:

A_{cs}: Área de la sección transversal en un extremo del puntal.

$$A_{cs} : \underline{118105.0} \text{ mm}^2$$

f_{ce}: Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$f_{ce} : \underline{14.01} \text{ MPa}$$

Donde:

β_s: Factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal.

$$\beta_s : \underline{0.60}$$

Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella) (NSR-10, C-A.3.2.2):

(a) Con refuerzo que cumpla con C-A.3.3: β_s = 0.75

(b) Sin refuerzo que cumpla con C-A.3.3: β_s = 0.60λ donde λ está definido en C.8.6.1.

Para el concreto de peso normal, λ = 1.0

Comprobaciones C4

Para un f'_c no mayor de 40 MPa, se admite que las disposiciones de C-A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (A-4) (NSR-10, C-A.3.3.1).

$$0.000 \geq 0.003$$

Donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

b_s : Ancho de un puntal.

El refuerzo exigido en C-A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40° (NSR-10, C-A.3.3.2).

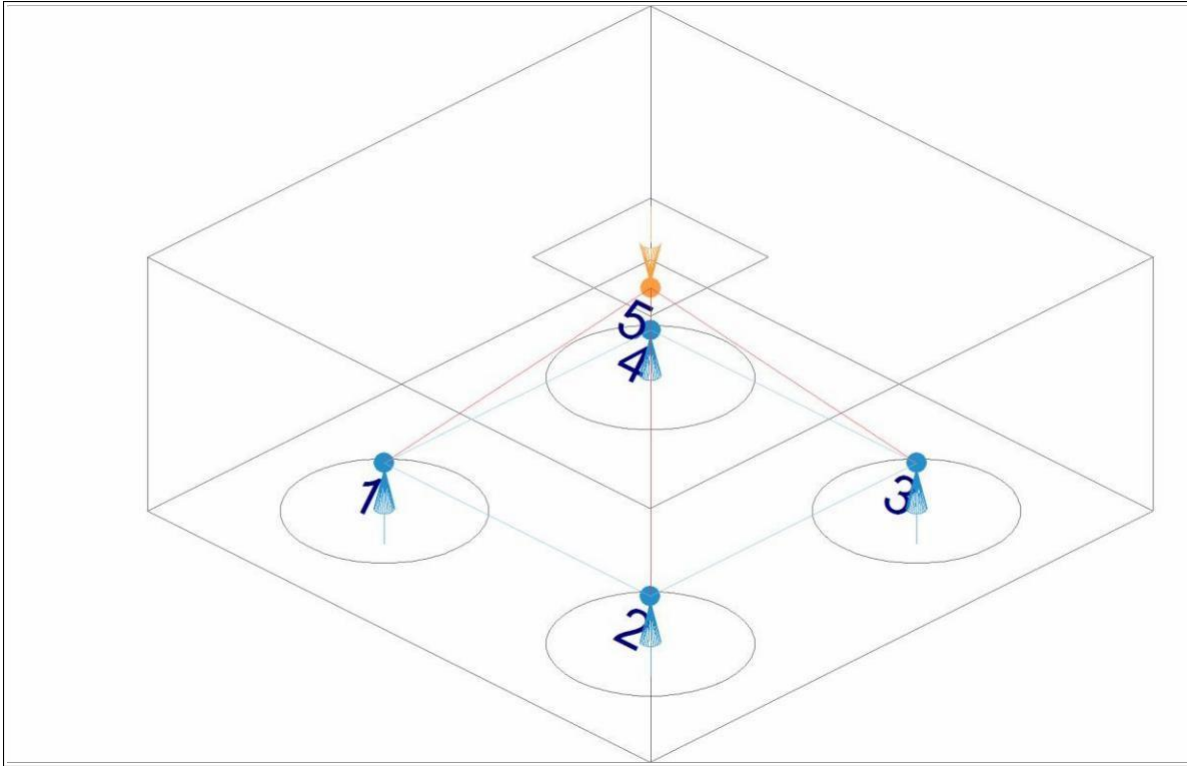
f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

Puntal	β_s	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
5 - 1	0.60	118105.0	1654.65	2.27	0.00	✓
5 - 2	0.60	118105.0	1654.65	2.27	0.00	✓
5 - 3	0.60	118105.0	1654.65	2.27	0.00	✓
5 - 4	0.60	118105.0	1654.65	2.27	0.00	✓

12.- RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

Modelo de bielas y tirantes

Comprobaciones C4



El diseño de las zonas nodales debe basarse en (NSR-10, C-A.2.6, C-A.5):

$$2068.31 \text{ kN} \geq 2.27 \text{ kN}$$

Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en una cara de una zona nodal.

$$F_u : \frac{2.27}{0.75} \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en C.9.3.2.6.

$$\phi : 0.75$$

F_{nn} : Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal.

$$F_{nn} : 2757.75 \text{ kN}$$

Donde:

A_{nz} : Área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo.

$$A_{nz} : 118105.0 \text{ mm}^2$$

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en C-A.5.2.

$$f_{ce} : 23.35 \text{ MPa}$$

β_n : Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo.

$$\beta_n : 1.00$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : 27.47 \text{ MPa}$$

C-A.5.2.1 - En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
5 - 1	1.00	23.35	118105.0	2757.75	2.27	1.4·PP+1.4·CM	0.001	✓
5 - 2	1.00	23.35	118105.0	2757.75	2.27	1.4·PP+1.4·CM	0.001	✓
5 - 3	1.00	23.35	118105.0	2757.75	2.27	1.4·PP+1.4·CM	0.001	✓

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	η	Cumple
5 - 4	1.00	23.35	118105.0	2757.75	2.27	1.4·PP+1.4·CM	0.001	✓

13.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (NSR-10, C.15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (kN)	Fuerza no mayorada (kN)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM	624.00	13.38	✓

carga 1 | Verificación en la dirección de máximo efecto.

Condiciones de soporte: Fijado en la base del pilote

Condiciones límite en la cabeza del pilote: Traslación [mm] | Rotación [mRad]

Verificación: pilote completo

Refuerzo del pilote

Nro. de barras: 6,00 [pcs] | Refuerzo de corte

Recubrimiento: 75,0 [mm] | Perfil: 9,5 [mm]

Perfil: 16,0 [mm] | Espaciado: 200,0 [mm]

Perfil de refuerzo adicional: 0,0 [mm]

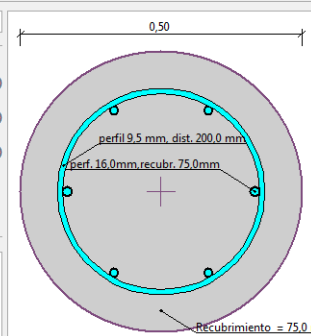
Índice de ref.: pilote

Resultados

CORTE: ACEPTABLE (0,0%)

FLEXION + COMPR.: ACEPTABLE (5,6%)

Relación de refuerzo: ACEPTABLE (81,4%)



Pilotes diámetro 50cm

Acero mínimo: $0.0050 \cdot 1963.5 \text{ cm}^2 = 9.82 \text{ cm}^2$

Colocar 5#5 longitudinales, y flejes #3 cada 7.5cm en los 1.2m superiores y cada 20 en el resto del pilote

29. DOCUMENTOS DEL DISEÑADOR

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, **RODOLFO FELIZZOLA CONTRERAS** identificado con cedula de ciudadanía, No 79.321.899 de Bogotá con profesión Ingeniero Civil con Matricula Profesional No 2520232573 CND con especialidad en Estructuras.

CERTIFICO:

Que realice el Diseño Estructural para el proyecto **CONSTRUCCION DE LA UNIDAD DE SERVICIOS DE SALUD CALLE 80.**

Declaro que el diseño se realizó bajo el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y que todas las recomendaciones dadas están cumpliendo con las normas vigentes.

Me responsabilizo por el Diseño realizado, siempre y cuando la construcción se ciña rigurosamente a los planos que contienen el sello de Aprobación de Licencia de Construcción de la Curaduría.

RODOLFO FELIZZOLA CONTRERAS
INGENIERO CIVIL

Especialista en Estructuras.

C.C. No. 79.321.899 Bogotá

Mat. No. 2520232573 CND



En nombre de la República de Colombia y,
por autorización del Ministerio de Educación

Rafael Ángel Cárdenas

en virtud a que

Rafael Jairo de la Cruz

c.c. 79.321.400 Bogotá

ha terminado los estudios y cumplido los demás requisitos académicos exigidos por la ley y los estatutos universitarios, se confiere el título de

Diplomado en

Por testimonio, se expide el presente Diploma, firmado y refrendado con el sello mayor de la Universidad, en Bogotá, República de Colombia, el día 17 de mes de Marzo de año de 1989

[Signature]
Rector



[Signature]
Secretario General



[Signature]

Anotado al Folio No 8.F del Libro No 89

REPUBLICA DE COLOMBIA

Consejo Profesional Nacional de Ingeniería
y Arquitectura



MATRICULA No. 2520232573CND

Ingeniero Civil

APELLIDOS

Felizzola Contreras

NOMBRES

Rodolfo

C.C. 79.321.899

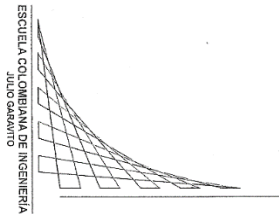
UNIVERSIDAD

La Gran Colombia

A handwritten signature in dark ink, appearing to read 'Octavio Villegas'.

Presidente del Consejo

República de Colombia



La Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garzón

con personería jurídica concedida por el Ministerio de Justicia, según resolución No. 088 del 19 de enero de 1978

otorgada

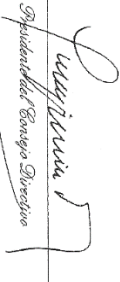
Rodolfo Felizzola Contreras

c.c. 79.321.899 Bogotá D.C.
el día 4 de marzo de 2008

el título de

Especialista en Estructuras

En testimonio de ello se expide el presente diploma

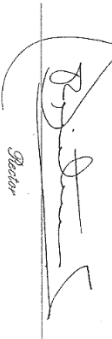

Presidente Consejo Directivo

Nota de grado No. 15293
Bogotá, D. C. 4 de marzo de 2008

Registro No. 5429

Edificio de Sistemas No. 1

Teléfono No. 2719


Rector


Secretaría General