



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DEL HORMIGÓN

**PLANTEAMIENTO DE UN EXPERIMENTO DE COLAPSO
PROGRESIVO, EN UN EDIFICIO CON ESTRUCTURA
PREFABRICADA DE HORMIGÓN**

Presentado por:

Diego Fernando Cetina Berdugo

Dirigido por:

José Miguel Adam Martinez

Pedro Antonio Calderon Garcia

Valencia, enero de 2020

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar , mis agradecimientos a los directores de este trabajo Pedro Calderon y Jose Adam , por su confianza al asignarme este tema que consideran delicado de manejar, así como también por su apoyo constante, su entrega durante la realización de este trabajo. También agradecer a Manuel Buitrago y Elisa Bartolesi, por sus atención y siempre rápidas soluciones a mis preguntas planteadas.

A mis padres Sonia Berdugo y Belisario Cetina a mis hermanos Giuseppe y Camilo, que en este año y medio de estar alejado de ellos siempre me han brindado su apoyo incondicional.

Por su puesto a mi gran amor, mi compañera, mi pareja, Mileny Buritica, con quien nos propusimos este reto que, con dedicación, esfuerzo, paciencia y mucho aprendizaje lo hemos sabido superar.

"...el problema del diseño es, fundamentalmente, el problema de anticipar cualquier causa de fallo, para poder evitarla..." (Henry Petroski)

RESUMEN

El interés en los efectos del colapso progresivo se despertó tras las acciones terroristas del 9/11 en el World Trade Center (Nueva York, 2001). Después de este acontecimiento la comunidad científica ha llevado a cabo una gran cantidad de experimentos sobre estructuras de edificación con diferentes combinación de materiales y tipologías. Sin embargo existe un gran vacío en el estudio de estructuras de hormigón prefabricado y más aún en escala 1:1 y en sus tres dimensiones.

Dada esta carencia de experimentación en el área de edificios de hormigón prefabricado, se propone un experimento escala 1:1 en tres dimensiones que contribuya a paliar la ausencia de información respecto al comportamiento de la estructura del edificio de hormigón prefabricado frente a un colapso progresivo, tal como los mecanismos resistentes o el aporte de sus diversos elementos (pilares, vigas y forjados).

El experimento que se diseña en este documento permitiría abordar la mayor parte de casuísticas en una estructura de este tipo, así como también estudiar los mecanismos resistentes al colapso progresivo y finalmente tener datos suficientes para calibrar modelos numéricos en futuros trabajos de investigación.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y ALCANCE	13
1.1 Introducción	13
1.2 Objetivos	14
1.3 Contenido	14
2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE	15
2.1 Introducción	15
2.2 Detalles bibliométricos	16
2.3 Normas	17
2.4 Métodos de diseño	17
2.4.1 Fuerzas de atado	18
2.4.2 Caminos de carga alternativos (ALP)	18
2.4.3 Diseño de elementos clave	18
2.4.4 Métodos basados en el análisis de riesgos	18
2.5 Detalles de construcción	19
2.5.1 Pilares	19
2.5.2 Viga – Losa	20
2.5.3 Losa de compresión – Placas alveolares	20
2.6 Pruebas experimentales	21
2.6.1 Pruebas en subensambles	21
2.6.1.1 Estructuras de acero	21
2.6.1.2 Estructura de hormigón armado in situ	22
2.6.1.3 Estructuras de hormigón prefabricado	23
2.6.2 Ensayos en pórticos 2D	24
2.6.2.1 Estructuras de acero	24
2.6.2.2 Estructura de hormigón armado in situ	25
2.6.3 Ensayos en estructuras de edificios con fines de investigación	26
2.6.3.1 Estructuras de acero	26
2.6.3.2 Estructura de hormigón armado in situ	27
2.6.4 Ensayos en edificios programados para demolición	28
2.6.4.1 Estructuras de acero	28
2.6.4.2 Estructura de hormigón armado in situ	28
2.7 Simulación numérica	29
2.7.1 FEM	29
2.7.2 DEM	31
2.7.3 AEM	32

2.7.4 CEM	32
2.8 Conclusiones relativas al estado del arte	33
3. PLANTEAMIENTO DEL MODELO EXPERIMENTAL	34
3.1 Descripción del experimento	34
4. DISEÑO DEL EXPERIMENTO	38
4.1 Diseño del edificio	38
4.1.1 Acciones habituales	38
4.1.1.1 Introducción	38
4.1.1.2 Definición geométrica de la estructura	38
4.1.1.3 Durabilidad	39
4.1.1.4 Materiales	40
4.1.1.5 Acciones a considerar	40
4.1.1.6 Coeficientes de seguridad y de combinación	41
4.1.1.7 Modelo de cálculo	41
4.1.1.8 Acciones sobre la estructura	42
4.1.1.9 Esfuerzos de cálculo	43
4.1.1.10 Dimensionamiento en rotura	46
4.1.1.11 Planos	48
4.1.2 Acciones accidentales	51
4.1.2.1 Refuerzo de atado	51
4.2 Análisis de mecanismos resistentes frente al colapso progresivo	54
4.2.1 Análisis experimento 1	57
4.2.2 Análisis experimento 2	61
4.2.3 Análisis experimento 3	65
4.2.4 Análisis experimento 4	69
4.2.5 Conclusiones del análisis de mecanismos resistentes frente a colapso progresivo	73
4.3 Monitorización	74
4.3.1 Instrumentación	74
4.3.2 Planos de monitorización	77
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	92
6. BIBLIOGRAFÍA	93

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Resumen de los métodos de diseño considerados por los códigos y directrices internacionales (Adam 2018)	17
Tabla 3.1 Referencias para descripción del ensayo (Elaboración propia)	37
Tabla 4.1 Valores de ψ para edificios (EN-1990-Bases de diseño)	51
Tabla 4.2 Refuerzo de atado en pilares (Elaboración propia)	52
Tabla 4.3 Refuerzo de atado interno(Elaboración propia)	52
Tabla 4.4 Refuerzo de atado perimetral (Elaboración propia)	53
Tabla 4.5 Mecanismos resistentes en los cuatro experimentos propuestos (Elaboración propia)	74
Tabla 4.6 Instrumentación disponible (Elaboración propia)	75
Tabla 4.7 Ubicación LVDT's desplazamientos generales (Elaboración propia)	76
Tabla 4.8 Codificación de la instrumentación utilizada (Elaboración propia)	77

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2-1 Desastre de Ronan Point (De Derek Voller, CC BY-SA 2.0, https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=59931718).....	15
Fig. 2-2 Rutas de carga alternativas: (a) acción de vierendeel; (b) acción catenaria; y (c) contribución de elementos no estructurales. (Adam 2018).....	16
Fig. 2-3 Evolución del número de artículos publicados anualmente en revistas indexadas por Scopus en relación con el colapso progresivo de las estructuras (1969–2019). (Elaboración propia)	17
Fig. 2-4 Tipos de atados en estructuras prefabricadas (EN-1990-Bases de diseño)	18
Fig. 2-5 Detalle de conexión para vigas con pilares (EN-1990-Bases de diseño).....	20
Fig. 2-6 Detalle de conexión para losas alveolares con vigas (EN-1990-Bases de diseño)..	20
Fig. 2-7 Detalle de conexión entre losas alveolares (EN-1990-Bases de diseño).....	21
Fig. 2-8 Configuración de experimento, para estructura de acero (1 pilar y 2 vigas). Imagen cortesía de Wei Wang. (Tongji University)	21
Fig. 2-9 Configuración de experimento, para estructura de acero (3 pilares y 2 vigas). Foto por cortesía de Florea Dinu (Universidad Politécnica de Timisoara).	22
Fig. 2-10 Configuración de experimento, para estructura de hormigón armado in situ. Imagen por cortesía de Jun Yu (Universidad Tecnológica de Nanyang).	23
Fig. 2-11 Configuración de experimento, para estructura de hormigón armado in situ (a. Viga – losa y b. Viga). Fotos por cortesía de Yi Li (Universidad Tecnológica de Beijing).	23
Fig. 2-12 Configuración de experimento, para hormigón prefabricado. Foto por cortesía de Hussein M. Elsanadedy (Universidad King Saud).	24
Fig. 2-13 Ensayo de pórticos de metálicos con losa de hormigón. Foto por cortesía de Lanhui Guo (Harbin Institute of Technology).	25
Fig. 2-14 Ensayo de pórticos de hormigón armado con muros de relleno. Foto por cortesía de Shuang Li (Instituto de Tecnología de Harbin).	26
Fig. 2-15 Ensayos de pórticos en 3D de acero estructural. Foto por cortesía de Florea Dinu (Universidad Politécnica de Timisoara).	27
Fig. 2-16 Ensayo de una estructura de hormigón armado. Foto por cortesía de Mario Bermejo (Universidad Politécnica de Madrid).	27
Fig. 2-17 Ensayos en estructura que posteriormente será demolida. Foto por cortesía de Halil Sezen (Ohio State University).	28
Fig. 2-18 Ensayos en estructura que posteriormente será demolida. Foto por cortesía de Mehrdad Sasani (Northeastern University).	29

Fig. 2-19 Simulación con elementos sólidos (micro – modelo) de un subconjunto formado por dos vigas y un pilar. Imágenes por cortesía de Cheng Fang (Universidad de Tongji).	30
Fig. 2-20 Simulación numérica de un edificio con elementos de viga / losa. Imagen por cortesía de Xinzheng Lu (Universidad de Tsinghua).	31
Fig. 2-21 Macro – modelo de una junta viga-pilar en una estructura de acero. Imagen por cortesía de Kapil Khandelwal (Universidad de Notre Dame).	31
Fig. 2-22 Comparación de resultados numéricos y experimentales obtenidos del método de elementos discretos en un colapso estructural simulado. Imágenes por cortesía de Xianglin Gu (Universidad de Tongji).	32
Fig. 2-23 Uso del método del elemento aplicado (AEM) para simular: (a) sub – ensamblaje; (b) estructura del edificio. Imágenes por cortesía de Ayman El-Fouly (Applied Science International LLC).	32
Fig. 2-24 Uso del método del elemento cohesivo (CEM) para simular el colapso progresivo del edificio. Imagen por cortesía de Jia-Ling Li (Universidad de Minnesota).	33
Fig. 3-1 Planta pilares (Elaboración propia)	35
Fig. 3-2 Pilar colapsable (Imagen por cortesía de los tutores del TFM)	36
Fig. 4-1 Planta geometría general (Elaboración propia)	39
Fig. 4-2 Alzado geometría general (Elaboración propia)	39
Fig. 4-3 Modelo elaborado en SAP2000 (Elaboración propia)	42
Fig. 4-4 Carga muerta (Derecha) y sobre carga de uso (izquierda) (Elaboración propia)	42
Fig. 4-5 Esfuerzos axiales correspondientes a los pórticos del eje 1 y 2 (Elaboración propia)	43
Fig. 4-6 Esfuerzos de flexión correspondientes a los pórticos del eje 1 y 2 (Elaboración propia)	44
Fig. 4-7 Esfuerzos cortantes correspondientes a los pórticos del eje 1 y 2 (Elaboración propia)	44
Fig. 4-8 Esfuerzos de cortante (2-2) correspondientes a los pórticos del eje A y B (Elaboración propia)	45
Fig. 4-9 Esfuerzos de cortante (3-3) correspondientes a los pórticos del eje A y B (Elaboración propia)	45
Fig. 4-10 Esfuerzos de flexión (2-2) correspondientes a los pórticos del eje A y B (Elaboración propia)	46
Fig. 4-11 Esfuerzos de flexión (3-3) correspondientes a los pórticos del eje A y B (Elaboración propia)	46
Fig. 4-12 Cuantías de acero de refuerzo longitudinal en vigas y pilares, para los ejes 1 y 2 (Elaboración propia)	47

Fig. 4-13 Cuantías de acero de refuerzo transversal en vigas y pilares, para los ejes 1 y 2 (Elaboración propia)	47
Fig. 4-14 Cuantías de acero de refuerzo longitudinal en vigas y pilares, para los ejes A y B (Elaboración propia)	48
Fig. 4-15 Cuantías de acero de refuerzo transversal en vigas y pilares, para los ejes A y B (Elaboración propia)	48
Fig. 4-16 Geometría planta pilares y plata de forjado (Elaboración propia)	49
Fig. 4-17 Geometría alzados ejes 1, 2, 3 y 4 (Elaboración propia)	49
Fig. 4-18 Geometría alzados ejes A, B, C y D (Elaboración propia)	50
Fig. 4-19 Geometría de apoyo de losa interior (izquierda) y borde (derecha) (Elaboración propia)	50
Fig. 4-20 Geometría de ménsula de borde (izquierda) y central (derecha) (Elaboración propia)	50
Fig. 4-21 Modelo con discretizando la losa alveolar (izquierda) y modelos con losa homogénea (derecha) (Elaboración propia)	54
Fig. 4-22 Reacciones en la estructura en la estructura sin quitar pilares (Elaboración propia)	55
Fig. 4-23 Deformaciones de la estructura en la estructura sin quitar pilares (Elaboración propia)	55
Fig. 4-24 Esfuerzos axiles en la estructura sin quitar pilares (Elaboración propia)	56
Fig. 4-25 Esfuerzos de flexión y cortante en la estructura sin quitar pilares (Elaboración propia)	56
Fig. 4-26 Esfuerzos axiles en la losa de la primera planta, en la estructura sin quitar pilares (Elaboración propia)	57
Fig. 4-27 Reacciones en la estructura por el experimento 1 (Elaboración propia)	58
Fig. 4-28 Deformaciones de la estructura para el experimento 1 (Elaboración propia)	58
Fig. 4-29 Esfuerzos axiles para el experimento 1 (Elaboración propia)	59
Fig. 4-30 Esfuerzos de flexión para el experimento 1 (Elaboración propia)	59
Fig. 4-31 Esfuerzos de cortante para el experimento 1 (Elaboración propia)	60
Fig. 4-32 Esfuerzos axiles en la losa de la primera planta para el experimento 1 (Elaboración propia)	61
Fig. 4-33 Reacciones en la estructura por el experimento 2 (Elaboración propia)	62
Fig. 4-34 Deformaciones de la estructura para el experimento 2 (Elaboración propia)	63
Fig. 4-35 Esfuerzos axiles para el experimento 2 (Elaboración propia)	63
Fig. 4-36 Esfuerzos de flexión para el experimento 2 (Elaboración propia)	64

Fig. 4-37 Esfuerzos de cortante para el experimento 2 (Elaboración propia)	64
Fig. 4-38 Esfuerzos axiles en la losa de la primera planta para el experimento 2 (Elaboración propia)	65
Fig. 4-39 Reacciones en la estructura por el experimento 3 (Elaboración propia)	66
Fig. 4-40 Deformaciones de la estructura para el experimento 3 (Elaboración propia).....	66
Fig. 4-41 Esfuerzos axiles para el experimento 3 (Elaboración propia)	67
Fig. 4-42 Esfuerzos de flexión para el experimento 3 (Elaboración propia)	67
Fig. 4-43 Esfuerzos de cortante para el experimento 3 (Elaboración propia)	68
Fig. 4-44 Esfuerzos axiles en la losa de la primera planta para el experimento 3 (Elaboración propia)	69
Fig. 4-45 Reacciones en la estructura por el experimento 4 (Elaboración propia)	70
Fig. 4-46 Deformaciones de la estructura para el experimento 4 (Elaboración propia).....	70
Fig. 4-47 Esfuerzos axiles para el experimento 4 (Elaboración propia)	71
Fig. 4-48 Esfuerzos de flexión para el experimento 4 (Elaboración propia)	72
Fig. 4-49 Esfuerzos de cortante para el experimento 4 (Elaboración propia)	72
Fig. 4-50 Esfuerzos axiles en la losa de la primera planta para el experimento 4 (Elaboración propia)	73
Fig. 4-51 Ejemplo de monitorización para desplazamientos generales (Elaboración propia) 76	
Fig. 4-52 Ejemplo de monitorización para captar esfuerzos de flexión (Elaboración propia) 76	
Fig. 4-53 Ejemplo de monitorización para captar esfuerzos de tracción en la losa de compresión (Elaboración propia)	77
Fig. 4-54 Ejemplo de monitorización para captar esfuerzos en un pilar (Elaboración propia)	77
Fig. 4-55 Convenciones usadas en los planos de monitorización (Elaboración propia).....	78
Fig. 4-56 Alzado de ubicación LVDT's verticales y ACC, en el experimento 1 (Elaboración propia)	79
Fig. 4-57 Planta de ubicación LVDT's verticales en el experimento 1 (Elaboración propia)..	79
Fig. 4-58 Planta (Nivel 1) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 1 (Elaboración propia)	80
Fig. 4-59 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 1 (Elaboración propia)	80
Fig. 4-60 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 1 (Elaboración propia)	81
Fig. 4-61 Planta (Nivel 1, izquierda), (Nivel 2 y 3 derecha) de ubicación galgas en el experimento 1 (Elaboración propia)	81

Fig. 4-62 Alzado de ubicación LVDT's verticales y ACC, en el experimento 2 (Elaboración propia)	82
Fig. 4-63 Planta de ubicación LVDT's verticales en el experimento 2 (Elaboración propia)..	82
Fig. 4-64 Planta (Nivel 1) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 2 (Elaboración propia)	83
Fig. 4-65 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 2 (Elaboración propia)	83
Fig. 4-66 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 2 (Elaboración propia)	83
Fig. 4-67 Planta Nivel 1 de ubicación galgas en el experimento 2 (Elaboración propia).....	84
Fig. 4-68 Planta Nivel 2y 3 de ubicación galgas en el experimento 2 (Elaboración propia)).	84
Fig. 4-69 Alzado de ubicación LVDT's verticales y ACC, en el experimento 3 (Elaboración propia)	85
Fig. 4-70 Planta de ubicación LVDT's verticales en el experimento 3 (Elaboración propia)..	86
Fig. 4-71 Planta (Nivel 1) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 3 (Elaboración propia)	87
Fig. 4-72 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 3 (Elaboración propia)	87
Fig. 4-73 Planta (Nivel 1, izquierda), (Nivel 2 y 3 derecha) de ubicación galgas en el experimento 3 (Elaboración propia)	88
Fig. 4-74 Alzado de ubicación LVDT's verticales y ACC, en el experimento 4 (Elaboración propia)	89
Fig. 4-75 Alzado de ubicación LVDT's verticales y ACC en el experimento 4 (Elaboración propia)	89
Fig. 4-76 Planta de ubicación LVDT's verticales y ACC, en el experimento 4 (Elaboración propia)	90
Fig. 4-77 Planta (Nivel 1) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 4 (Elaboración propia)	90
Fig. 4-78 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 4 (Elaboración propia)	91
Fig. 4-79 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 4 (Elaboración propia)	91
Fig. 4-80 Planta Nivel 1 de ubicación galgas en el experimento 4 (Elaboración propia).....	91
Fig. 4-81 Planta Nivel 2 y 3 de ubicación galgas en el experimento 4 (Elaboración propia) .	91

1. Introducción, objetivos y alcance

1.1 Introducción

Las edificaciones pueden estar sujetas a eventos extremos, causados por acciones de la naturaleza, acciones accidentales o eventos fortuitos. Tales eventos pueden generar en la estructura daños parciales o generales. Los daños generales pueden ser debidos a una progresión de daños parciales que acaban produciendo el colapso de la estructura o de una parte importante de ella, en los que se conoce como colapso progresivo. Estos daños generan pérdidas tanto de vidas como económicos.

Cabe resaltar algunos de los colapsos progresivos como lo son, Ronan Point (Londres, 1968) o el evento del 9/11 en el World Trade Center (Nueva York, 2001). Tras estos y muchos otros colapsos, el diseño de estructuras está buscando involucrar conceptos como robustez estructural, que es la capacidad de resistir un evento extremo y la resiliencia estructural que es la capacidad de recuperarse frente a un evento extremo.

La dificultad de predecir la ubicación y la magnitud de los eventos extremos nos lleva a que no es practico diseñar con conceptos tradicionales, por lo que los diseños actuales buscan minimizar los daños y sus consecuencias, de acuerdo con este concepto, no se toman medidas contra el evento extremo en sí, ya que este riesgo no se puede eliminar, sino que el objetivo es controlar sus consecuencias.

El daño local más importante para la integridad del edificio es el fallo de sus elementos verticales tales sean pilares o muros, la perdida de estos elementos lleva a fallos en cadena lo que genera un colapso progresivo, la forma de evitar estos fallos es la generación de rutas de cargas alternativas con sus elementos vecinos, el comportamiento como viga vierendeel del marco sobre el pilar fallido, o el comportamiento de catenaria / membrana de vigas / losas, puentesando el pilar dañado por medio de grandes rotaciones y desplazamientos.

Actualmente se han realizado diversos tipos de ensayos tanto en hormigón armado como acero estructural, ensayos en elementos aislados en pórticos planos y a diversas escalas, pero muy pocos a escala 1:1. Esto nos deja con muy pocos ensayos para estructuras de hormigón prefabricado en escala 1:1, lo cual nos muestra una falta de estudio para estas estructuras que tienen una alta vulnerabilidad frente al colapso progresivo.

Para estudiar los diferentes caminos de carga se plantea realizar un experimento de colapso progresivo en una estructura de hormigón prefabricado, las características geométricas generales son 3 vanos de 5.00m en una dirección y perpendicular a estos 3 vanos de 6.00m y en altura 3 plantas con altura libre de 3.50m, el material propuesto es hormigón armado de C30/37.

Para la estructura a experimentar se realizó el diseño de refuerzo de atado correspondiente a eventos extremos, a lo que se propone refuerzo de atado en vigas, losas y pilares, así como detalles constructivos que garanticen los atados.

Los ensayos que se pretenden realizar con dicha estructura consisten en quitar uno de sus pilares de la primera planta en diferentes ubicaciones. Con el fin de conocer los mecanismos más importantes previamente se realizan modelos computacionales donde se analizan los

mecanismos resistentes más importantes y con esto ubicar los correspondientes sensores para registrar los cambios de esfuerzos.

Finalmente presentamos un diseño contra colapso progresivo para una estructura en hormigón prefabricado, así como el plan de monitorización y para los diferentes experimentos de carga.

1.2 Objetivos

El presente TFM busca diseñar un experimento de colapso progresivo para una estructura de hormigón prefabricado.

Especialmente con este trabajo se quiere alcanzar;

- a) Diseñar un experimento en escala 1:1 de colapso progresivo para una estructura de hormigón prefabricada.
- b) Realizar un modelo computacional que permita:
 - Estudiar los diversos mecanismos resistentes frente al colapso progresivo.
 - Establecer las variables y puntos de interés a monitorizar.

1.3 Contenido

La estructura del presente trabajo tiene la siguiente estructura;

- Capítulo 1. Introducción, objetivos y alcance
- Capítulo 2. Antecedentes y estado del arte
- Capítulo 3. Planteamiento del modelo estructural
- Capítulo 4. Diseño del experimento
- Capítulo 5. Conclusiones y recomendaciones
- Referencias
- Anexo

El capítulo 1 es una introducción al trabajo, presentando el porqué de realizar este trabajo su utilidad y aplicaciones, así como también presenta los objetivos planteados para conseguir con este trabajo.

El capítulo 2 es una recolección de información sobre las principales normativas, los tipos de experimentos y simulaciones propuestas, que darán el soporte técnico a este trabajo.

El capítulo 3 presenta el procedimiento del experimento que se pretende realizar

El capítulo 4 en este capítulo se presenta la memoria de cálculo de la estructura con la que se pretende experimentar, así como el plan de monitorización del experimento.

El capítulo 5 muestra las conclusiones que se obtienen de este trabajo.

Los anexos corresponden a los planos tanto de diseño como de monitorización obtenidos de realizar este trabajo.

2. Antecedentes y estado del arte

2.1 Introducción

En los últimos años, la prensa ha destacado varios colapsos progresivos notorios. Los más importantes para el número de víctimas, el alcance del daño o el impacto social en el momento;

- Ronan Point (Londres, 1968), (Fig. 2-1)
- Capitán Arenas (Barcelona, 1972)
- Cuartel de los Estados Unidos (Beirut, 1983), el argentino
- Asociación Mutua Israelita (Buenos Aires, 1994)
- Edificio Federal AP Murrah (Oklahoma, 1995)
- Grandes Almacenes Sampoong (Seúl, 1995)
- World Trade Center (Nueva York, 2001)
- Centro Comercial Achimota Melcom. Centro (Acra, 2012)



Fig. 2-1 Desastre de Ronan Point (De Derek Voller, CC BY-SA 2.0, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=59931718>)

Esto lleva a prestar atención al colapso progresivo a estudiar conceptos como la robustez estructural la resiliencia estructural, a proponer metodologías de diseño para controlar el colapso progresivo, los diferentes mecanismos resistentes que nos permiten seguir dando estabilidad estructural después del evento.

Mecanismos resistentes

En el caso de edificios cuya estructura principal se compone de nudos rígidos, cinco mecanismos resistentes pueden proporcionar rutas de carga alternativas y minimizar el riesgo de colapso progresivo:

- a) Doblado de la viga donde el pilar ha fallado (mecanismo generalmente ineficaz ya que las vigas deben ser sobredimensionadas, por lo que este criterio de diseño rara vez se usa).
- b) Comportamiento como viga vierendeel del marco sobre pilar que fallo (Fig. 2-2)
- c) Efecto de arco de las vigas donde el pilar ha fallado (mecanismo efectivo cuando el desplazamiento horizontal de los pilares vecinos es pequeño).
- d) Comportamiento de catenaria / membrana de vigas / losas, puenteando el pilar dañado (Fig. 2-2) por medio de grandes rotaciones y desplazamientos.
- e) Contribución de elementos no estructurales como paredes externas y tabiques (Fig. 2-2).

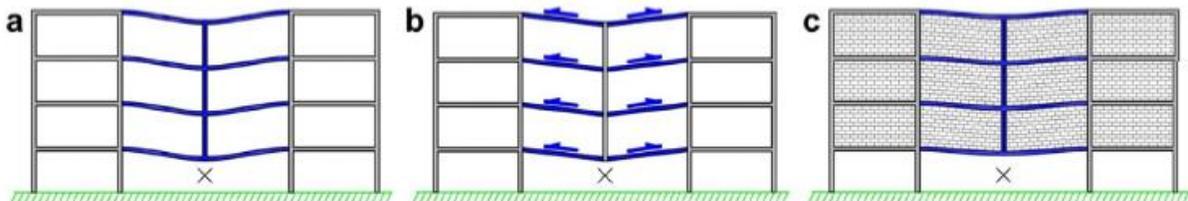


Fig. 2-2 Rutas de carga alternativas: (a) acción de vierendeel; (b) acción catenaria; y (c) contribución de elementos no estructurales. (Adam 2018)

2.2 Detalles bibliométricos

Esta sección proporciona los resultados de un estudio bibliométrico del estado actual de la tecnología en robustez y colapso progresivo de estructuras de edificios mediante una búsqueda en la base de datos Scopus considerando los siguientes parámetros:

- La presencia de términos como " progressive collapse" y " structure" en el título, resumen o palabras clave de los documentos.
- El período de 50 años considerado: 1968–2019.
- Solo trabajos publicados en forma de " Article" o " Review".
- Área de búsqueda: "Engineering".

En la Fig. 2-3 se muestran los resultados más relevantes de la búsqueda realizada, en esta figura se puede apreciar como después del evento de World Trade Center (Nueva York, 2001), se tiene un gran interés por estudiar este tipo de eventos.

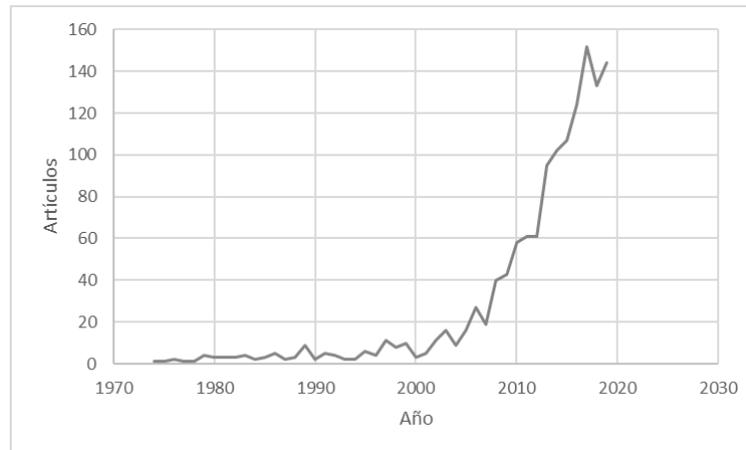


Fig. 2-3 Evolución del número de artículos publicados anualmente en revistas indexadas por Scopus en relación con el colapso progresivo de las estructuras (1969–2019). (Elaboración propia)

2.3 Normas

2.4 Métodos de diseño

No hay reglas universales para diseñar contra colapso progresivo, pero se reconocen cinco metodologías fácilmente identificables usadas en códigos que a continuación se presentan

- Fuerza de enlace
- Ruta de carga alterna
- Diseño de elementos clave
- Métodos basados en análisis de riesgos
- Aislamiento por segmentación (método muy útil en puentes)

En la Tabla 2.1 se presentan las metodologías que tiene en cuenta las principales normas.

Tabla 2.1 Resumen de los métodos de diseño considerados por los códigos y directrices internacionales (Adam 2018)

Table 5
Summary of design methods considered by international codes and guidelines.

Area	Code	1.Tying	2.ALP	3.Key	4.Risk
UK	Building Reg. 2010 [41]	✓	✓	✓	~
Europe	EN 1991-1-7 [23]	✓	✓	✓	✓
US (Civil)	ASCE/SEI 7-16 [49]	✓	✓	✓	~
US (Civil)	NYC BC 2014 [44]	X	✓	✓	~
US (Civil)	IBC 2009 [46]	✓	X	X	X
US (Gov.)	UFC 4-023-03 [45]	✓	✓	✓	~
US (Federal)	GSA 2013 [50]	X	✓	X	~
China	CECS 392:2014 [62]	✓	✓	✓	X
Canada	NBCC 1995 [53]	✓	✓	✓	~
Australia	NCC 2016 [58]	X	✓	✓	✓

✓ (method considered), X (method not considered), ~ (method implicitly considered)

2.4.1 Fuerzas de atado

La fuerzas de enlace se reconocen en las normas como recomendaciones de refuerzos de atado mínimo su objetivo es que la estructura presente continuidad y ductilidad, este es un método de diseño indirecto que se usa en la mayoría de las normas como se aprecia en la Tabla 2.1, el amarre se realiza con barras horizontales y verticales que resistirán un mínimo de esfuerzo, estos elementos se disponen tanto en pilares vigas y losas (en el capítulo 2.5 se muestran los principales detalles de atado).

En la Fig. 2-4 se muestran los atados en estructuras prefabricadas se pueden clasificar en dos grupos horizontales y verticales, dentro del grupo se sub – dividen en dos grupos perimetrales e internos.

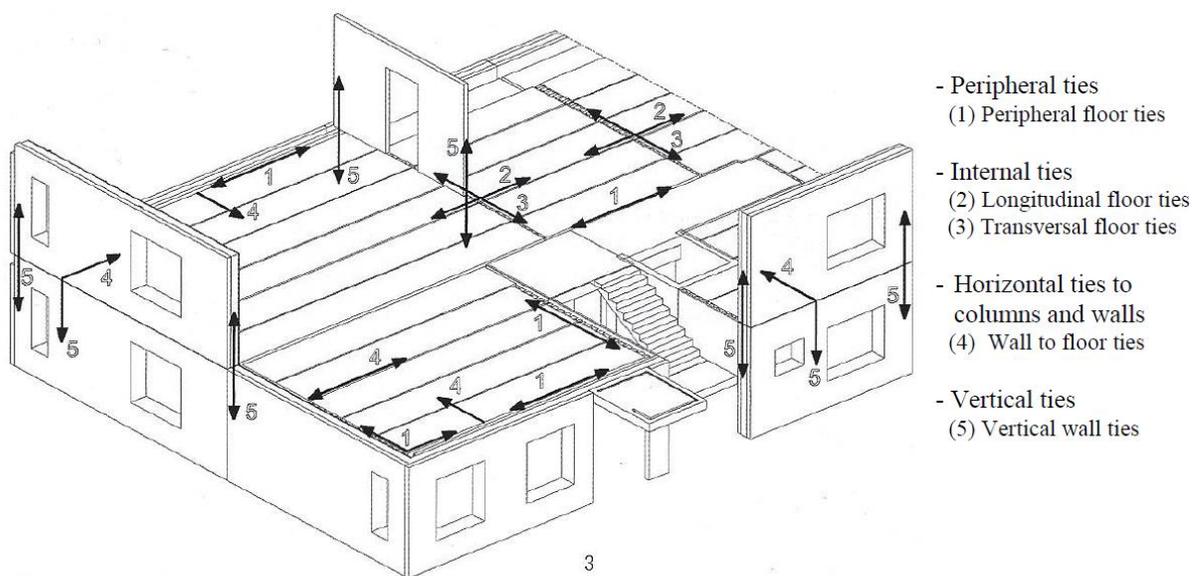


Fig. 2-4 Tipos de atados en estructuras prefabricadas (EN-1990-Bases de diseño)

2.4.2 Caminos de carga alternativos (ALP)

El objetivo de este método es determinar la robustez de la estructura de forma determinista, consiste en revisar el diseño de la estructura planteando la hipótesis de la estructura con el daño se evalúa la forma de como la estructura redistribuye las cargas a los elementos vecinos. Este método requiere de muchos supuestos y simplificaciones lo que nos entrega diversas soluciones, este refinamiento actualmente depende la clasificación de la estructura.

2.4.3 Diseño de elementos clave

En este método se busca en identificar los elementos clave que no pueden fallar, estos elementos se identifican y diseñan para que no fallen este tipo de diseño es parte de un diseño por ruta de carga alterna (ALP)

2.4.4 Métodos basados en el análisis de riesgos

Este es de los últimos métodos estudiados. La mayoría de los códigos usan este método de forma implícita (ver Tabla 2.1) mediante la clasificación del edificio. La mayoría de los códigos buscan evaluar un porcentaje de área colapsada. Estos métodos son bastante modernos y no se aplican de la mejor forma en los códigos

2.5 Detalles de construcción

Existe una gran variedad de detalles de construcción en los edificios de hormigón prefabricado, con gran rango de niveles de complejidad que, a su vez, dependen sobre todo de la cantidad de esfuerzos que se quieren transmitir.

Los diseños más sencillos pueden ser vigas dejadas caer sobre ménsulas, hasta los más complejos que pueden transmitir esfuerzos axiales, cortantes y de flexión. La elección del detalle dependerá de la clase de acciones a la que está sometida la estructura. Las estructuras que son sometidas a eventos extremos muy fuertes requerirán dichas conexiones más complejas.

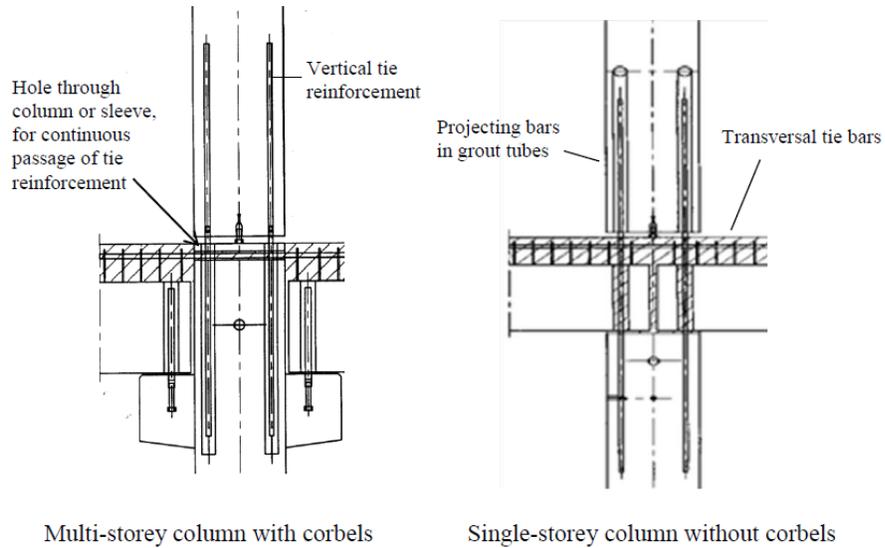
La complejidad de realizar conexiones en estructuras de hormigón prefabricado viene motivada, sobre todo, por la necesidad de garantizar características de comportamiento como la continuidad del elemento, la capacidad de resistir múltiples ciclos (Estructuras sometidas a sismos), o su robustez. Todos estos aspectos hacen que las conexiones en estructuras prefabricadas requieran un gran cuidado en el análisis y diseño de las mismas.

Las conexiones para estructuras de hormigón prefabricado deben garantizar varios detalles para ser capaces de desarrollar mecanismos resistentes al colapso progresivo, como son refuerzos de atado en toda su longitud, la inversión de esfuerzos de flexión en la conexión pilar viga.

Finalmente se recuerda que las acciones dependen de algunas hipótesis de supuestos y los modelos con los que se analizan habitualmente son de linealidad en el material y esto hace que no se refleje la realidad del problema en su totalidad por aquello la robustez y ductilidad en las conexiones se deben garantizar con un buen detallado. En las siguientes secciones se presentan detalles de conexiones que cumplan lo anteriormente descrito.

2.5.1 Pilares

En los pilares de una estructura resistente a colapso progresivo se debe disponer de atados continuos desde la cimentación hasta la planta, de forma que los pilares deberán ser capaces de resistir una fuerza de tracción de magnitud igual a la acción en la base del pilar. Para ello, la conexión se debe realizar mediante elementos tipo "manguitos". Para el caso de elementos prefabricados se sugiere que los pilares se fabriquen de ser posible de su longitud final. Un ejemplo son los mostrados en la Fig. 2-5.



Examples with projecting bars in grout tubes
 Fig. 2-5 Detalle de conexión para vigas con pilares (EN-1990-Bases de diseño)

2.5.2 Viga – Losa

La conexión viga – losa se debe garantizar con unas barras de refuerzo paralelas a las losas alveolares y que crucen el refuerzo de atado sobre la viga como se muestra en la Fig. 2-6.

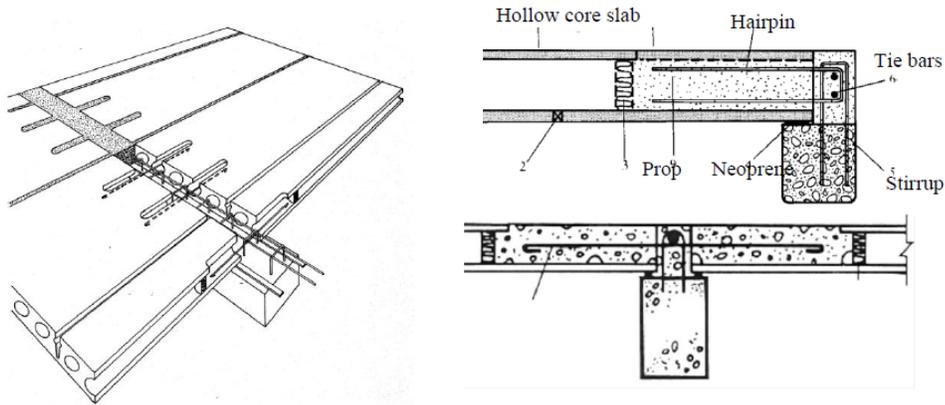


Fig. 2-6 Detalle de conexión para losas alveolares con vigas (EN-1990-Bases de diseño)

2.5.3 Losa de compresión – Placas alveolares

Colocar estribos entre los bordes de las losas alveolares que luego atarán la losa de compresión como se muestra en la Fig. 2-7.

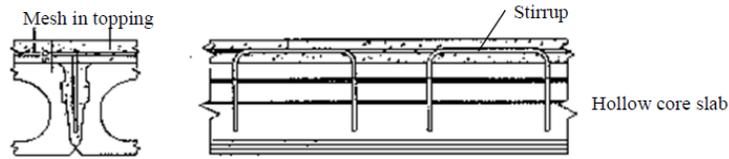


Fig. 2-7 Detalle de conexión entre losas alveolares (EN-1990-Bases de diseño)

2.6 Pruebas experimentales

Esta sección recopila la información de experimentos de colapso progresivo en edificios.

2.6.1 Pruebas en subensambles

Estos experimentos consisten en estudiar el colapso progresivo en configuraciones de nodo viga pilar, para diferentes materiales y técnicas de elaboración como son el acero estructural, el hormigón armado in situ y en hormigón prefabricado.

2.6.1.1 Estructuras de acero

A continuación, se presentarán los tipos de experimentos realizados en subensambles de estructuras de acero.

Este subconjunto consta de dos vigas y un pilar central la configuración usada consiste en articulaciones en los extremos, para aplicar la carga se usa un actuador en el centro sobre el pilar o cargas distribuidas en las vigas las conexiones viga pilar pueden ser soldadas, pernadas o con bridas, los pilares probados pueden ser tubos cuadrados o circulares. La falla se realizó por un mecanismo de activación repentina en la Fig. 2-8 se presenta el subensamblé descrito.

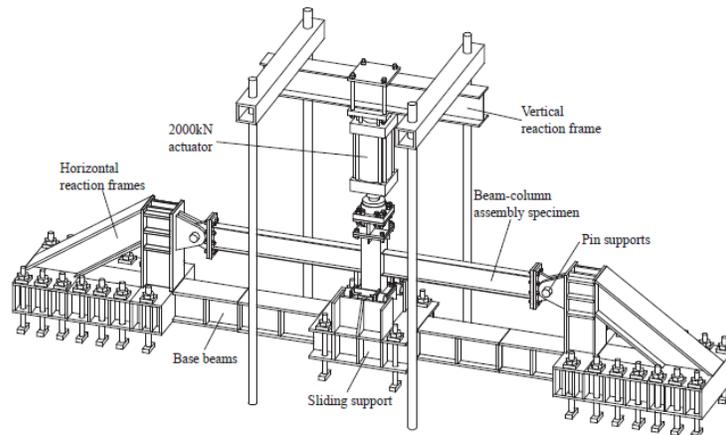


Fig. 2-8 Configuración de experimento, para estructura de acero (1 pilar y 2 vigas). Imagen cortesía de Wei Wang. (Tongji University)

En la Fig. 2-9 se presenta otra configuración dos vigas y tres pilares los pilares exteriores se les dio un apoyo tipo articulación para simular los vanos adyacentes, con extracción simulada mediante un actuador.



Fig. 2-9 Configuración de experimento, para estructura de acero (3 pilares y 2 vigas). Foto por cortesía de Florea Dinu (Universidad Politécnica de Timisoara).

También se realizaron pruebas viga pilar con carga monotónica al pilar central, proponiendo nudos de tipo (DMO) disipación moderada de energía y DES (Disipación especial de energía), estas pruebas solo permiten estudiar las conexiones y no se puede estudiar el comportamiento de vigas catenaria

En los ensayos revisados se concluye que el principal mecanismo de resistencia frente al colapso progresivo es el desarrollo de la catenaria, así como también se puede observar el buen comportamiento de las conexiones viga pilar en especial en aquellos donde la conexión es de tipo DES (Disipación especial de energía).

Se puede concluir que en este tipo de pruebas solo permite estudiar los mecanismos de tipo catenaria y el comportamiento de la conexión, se destaca que la mayor cantidad de ensayos se realiza con actuadores y no con cargas de forma repentina.

2.6.1.2 Estructura de hormigón armado in situ

A continuación, se presentarán los tipos de experimentos realizados en subensambles de estructuras de hormigón armado in situ.

En la Fig. 2-10 se muestra un subconjunto tres pilares y dos vigas para simular las condiciones de contorno, se restringe horizontalmente mediante rodillos la forma de materializar la carga son actuador hidráulico desde la parte superior, también se utilizaron barras de tesado ubicadas en la parte inferior del pilar central. Se propusieron dos tipos de muestra para condiciones sísmicas una de tipo DMO (disipación moderada de energía) y otra DES (Disipación especial de energía). Con estas pruebas se pudieron caracterizar muy bien el mecanismo de catenaria.

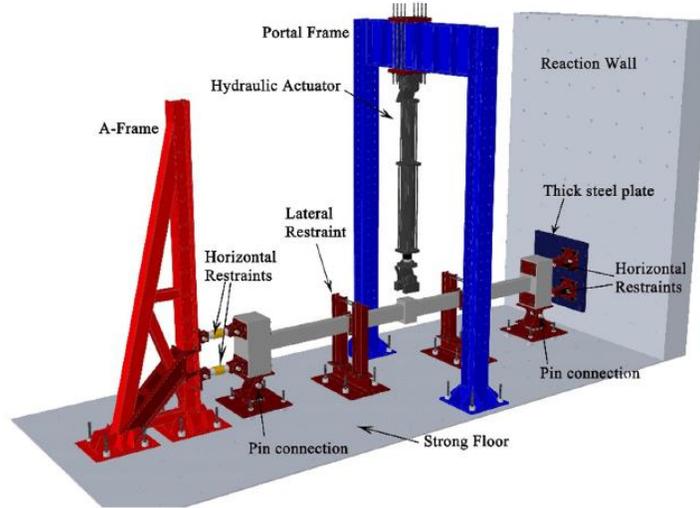


Fig. 2-10 Configuración de experimento, para estructura de hormigón armado in situ. Imagen por cortesía de Jun Yu (Universidad Tecnológica de Nanyang).

Otra propuesta de ensayo fue aparte del subconjunto colocar losas para ver el aporte que tenía dicho elemento, estos autores compararon resultados de viga – losa y solo viga, los apoyos fueron grandes bloques de hormigón y la carga se realizó mediante un actuador como se observa en la Fig. 2-11.

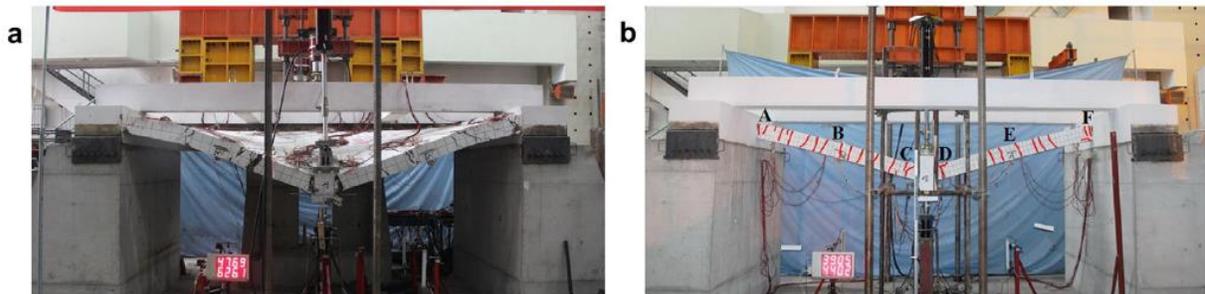


Fig. 2-11 Configuración de experimento, para estructura de hormigón armado in situ (a. Viga – losa y b. Viga). Fotos por cortesía de Yi Li (Universidad Tecnológica de Beijing).

En los ensayos revisados se concluye que el principal mecanismo de resistencia frente al colapso progresivo es el desarrollo de la catenaria, así como también se puede observar el buen comportamiento de las conexiones viga pilar en especial en aquellos donde la conexión es de tipo DES (Disipación especial de energía).

Se puede concluir que en este tipo de pruebas solo permite estudiar los mecanismos de tipo catenaria, se destaca que la mayor cantidad de ensayos se realiza con actuadores y no con cargas de forma repentina.

2.6.1.3 Estructuras de hormigón prefabricado

A continuación, se presenta uno de los experimentos realizados en subensambles de estructuras de hormigón prefabricado.

En la Fig. 2-12 se muestra un subconjunto tres pilares y dos vigas (se realizaron 3 ensayo variando la configuración de las conexiones) las conexiones se realizaron de dos tipos articuladas (conexión seca) y monolíticas (conexión húmeda), las condiciones de contorno pilares exteriores se diseñaron para evitar movimientos laterales y la carga fue simulada mediante un actuador.



Fig. 2-12 Configuración de experimento, para hormigón prefabricado. Foto por cortesía de Hussein M. Elsanadedy (Universidad King Saud).

Se puede concluir que en este tipo de pruebas solo permite estudiar los mecanismos de tipo catenaria, se destaca el realizar ensayos con conexiones articuladas y monolíticas.

Finalmente se puede concluir que en este tipo de pruebas solo permite estudiar los mecanismos de tipo catenaria, se destaca que la mayor cantidad de ensayos se realiza con actuadores y no con cargas de forma repentina.

2.6.2 Ensayos en pórticos 2D

Este tipo de experimentos son útiles para estudiar el comportamiento como viga vierendeel, así como también para ver los aportes de la losa a los mecanismos resistentes. Es de resaltar que con estos ensayos se obtienen una mejora evidente frente a los ensayos “Pruebas en subensambles” ya que se logran estudiar mas mecanismos resistentes, pero cabe resaltar que quedan vacíos respecto al aporte que pueden llegar a generar los elementos ubicados en la otra dimensión.

2.6.2.1 Estructuras de acero

En el ensayo mostrado en la Fig. 2-13 se propuso un pórtico de acero a escala 1/3, que consta de 1 planta, 4 vanos y losa de hormigón (con la finalidad de estudiar la acción compuesta), la carga se realizó mediante un actuador en el pilar intermedio se realizaron dos tipos de ensayos con conexiones rígidas y semirrígidas, en ambos ensayos se observaron buen comportamiento de la estructura.



Fig. 2-13 Ensayo de pórticos de metálicos con losa de hormigón. Foto por cortesía de Lanhui Guo (Harbin Institute of Technology).

2.6.2.2 Estructura de hormigón armado in situ

A continuación, se resumen tres ensayos de estructuras en hormigón armado in situ realizados para varias configuraciones elementos y escalas;

El primer ensayo en ser resumido consiste en pórticos de hormigón armado escala 1/3 con la siguiente configuración 3 plantas, 4 vanos en un sentido y 2 en el otro sentido el pilar colapsable es el central, la prueba se realizó de tipo cuasi – estática. El comportamiento fue una redistribución de esfuerzos de tipo catenaria.

El segundo ensayo en ser resumido consiste en 3 prototipos de pórticos de hormigón armado escala 1/4 con la siguiente configuración, 2 plantas y 2 vanos las restricciones laterales se lograron mediante pórticos de reacción la carga se simuló mediante un actuador, también se realizaron pruebas dinámicas con prototipos idénticos simulando las cargas mediante masas dispuestas en las vigas cercanas y la pérdida repentina del pilar mediante un dispositivo.

El tercer ensayo (ver Fig. 2-14) en ser resumido consiste en 3 prototipos pórticos de hormigón armado y variantes en los muros de relleno la escala es 1/4 la configuración usada es 2 plantas, 4 vanos con las paredes de relleno se realizaron las siguientes variantes; sin paredes de relleno con paredes de relleno completo y otra con ventanas el tipo de prueba fue cuasi – estática, el pilar que se eliminó fue en el pilar central. En este ensayo se estudiaron las rutas de carga alternativa.



Fig. 2-14 Ensayo de pórticos de hormigón armado con muros de relleno. Foto por cortesía de Shuang Li (Instituto de Tecnología de Harbin).

Se puede concluir que en este tipo de pruebas permite estudiar los mecanismos de tipo catenaria, así como aparición de vigas viendeel y caminos de carga alternos, se destaca que la mayor cantidad de ensayos se realiza con actuadores, también se realizan pruebas dinámicas y de pérdida repentina de pilar, no hay pruebas registradas en hormigón prefabricado.

2.6.3 Ensayos en estructuras de edificios con fines de investigación

Pueden dar resultados particularmente confiables cuando se presta atención a su diseño, construcción, monitoreo, adquisición de datos y tratamiento de los resultados de hecho, la confiabilidad de este método de prueba significa que los resultados obtenidos pueden usarse como una fuente confiable para calibrar modelos numéricos y medidas propuestas para códigos y recomendaciones de diseño. No se realizan muchas pruebas de estas debido a costos, peligros y la dificultad de realizar la prueba en los laboratorios.

2.6.3.1 Estructuras de acero

A continuación, se resumen cuatro ensayos de estructuras en acero estructural realizados para varias configuraciones elementos y escalas;

El primer ensayo en ser resumido se realizó en escala 1/2 de 3x3 vanos y una planta con losa, 4 escenarios de falla posible (pilar de esquina, dos pilares de borde y uno interior) la carga se simuló mediante agua. Buscaban ver la redistribución de cargas gracias a la losa.

El segundo ensayo en ser resumido consiste en; 2x2 vanos y dos plantas, la primera planta tenía una losa de hormigón la segunda no tenía losa la forma de simular la falla fue colocando un actuador en la parte inferior en vez de pilar este se descargó para simular la pérdida de pilar.

El tercer ensayo en ser resumido consiste en; 2x2 vanos y dos plantas, se retiró uno de los pilares de esquina, con este ensayo se demostró la importancia de la losa en la distribución de carga.

El cuarto ensayo (ver Fig. 2-15) en ser resumido se realizó en escala 1/3 y su configuración fue 2x2 vanos y dos plantas ensayos sin losa de hormigón, se simuló la falla del pilar central mediante un actuador ubicado en la parte superior.



Fig. 2-15 Ensayos de pórticos en 3D de acero estructural. Foto por cortesía de Florea Dinu (Universidad Politécnica de Timisoara).

2.6.3.2 Estructura de hormigón armado in situ

A continuación, se resumen dos ensayos de estructuras en hormigón armado in situ realizados para varias configuraciones elementos y escalas;

El primer ensayo en ser resumido se realizó en escala 1/2 de 3x3 sobre vanos de losa de hormigón. Se probaron 5 escenarios (pilar de esquina, pilar adyacente al pilar de esquina, dos pilares exteriores centrales y un pilar interior), la forma de realizar la pérdida del pilar es con un cañón de hidrogeno y la losa se cargó con bloques de hormigón.

El segundo ensayo (Fig. 2-16) en ser resumido consiste en 2x1 vanos y 2 plantas, las cargas se simularon mediante sacos de arena. La forma de simular de perdida de pilar fue mediante explosivos colocados en el pilar del centro, después de la explosión el edificio colapso totalmente



Fig. 2-16 Ensayo de una estructura de hormigón armado. Foto por cortesía de Mario Bermejo (Universidad Politécnica de Madrid).

Se puede concluir que en este tipo de pruebas se usaron diferentes formas de realizar la eliminación de pilar (actuadores, actuadores descargándose, cañones de hidrogeno y explosivos), no hay pruebas registradas en hormigón prefabricado. Dentro de los mecanismos resistentes observados se puede resaltar el aporte que tienen los elementos ubicados en los otros planos elementos que evidentemente no pueden ser estudiados en experimentos 2D. Estos elementos generan una mayor robustez y resiliencia en la estructura.

2.6.4 Ensayos en edificios programados para demolición

Aprovechando que una estructura va a ser demolida se pueden evitar los problemas nombrados en el numeral 2.6.3 (costos, dificultad de construcción y peligros en laboratorios), se usan para simular los fallos de colapso de pilares.

2.6.4.1 Estructuras de acero

Se realizaron pruebas con los dos siguientes edificios; el edificio Ohio Union Building en el campus de la Universidad Estatal de Ohio y había sido construido en 1950 ver Fig. 2-17, de 4 plantas. El edificio Bankers Life and Casualty Company en Northbrook, Illinois, que había sido construido en 196 de 3 plantas, en ambos casos pilares y vigas de acero y se eliminaron 4 pilares.

Ambas estructuras mostraron la suficiente robustez para soportar la pérdida repentina de los pilares. Cabe resaltar que las paredes de fachada y particiones no se retiraron y contribuyeron a buscar caminos de carga alternativos.



Fig. 2-17 Ensayos en estructura que posteriormente será demolida. Foto por cortesía de Halil Sezen (Ohio State University).

2.6.4.2 Estructura de hormigón armado in situ

Se realizaron pruebas con los tres siguientes edificios:

- Edificio de 10 pisos en la Universidad de Arkansas en Little Rock, construido en 1958. Después de la eliminación repentina de un pilar perimetral, se vio que la redistribución de la carga estaba dominada por la acción de vierendeel de los marcos sobre el pilar eliminado.

- Hotel San Diego de 6 pisos en San Diego, construido en 1914 (ver Fig. 2-18). Se eliminaron todos los elementos no estructurales antes de la prueba y se eliminó un pilar mediante explosivos. Se observó que se produjeron caminos de carga alternativos, así como acción de viga vierendeel.
- Hospital Baptist Memorial de 20 pisos en Memphis, construido en 1956. Se eliminaron paredes tanto interiores como exteriores y se eliminó uno de sus pilares interiores. Esta prueba mostró que cuantas más plantas tiene una estructura mayor será su redistribución de cargas.



Fig. 2-18 Ensayos en estructura que posteriormente será demolida. Foto por cortesía de Mehrdad Sasani (Northeastern University).

Se puede concluir de este tipo de pruebas que: a mayor altura mayor redistribución de cargas, la aparición de mecanismos resistentes como vigas vierendeel y que los muros generan más caminos de carga alternativos y finalmente que el colapso del pilar es simulado más próximo a la realidad removiéndolo con explosiones.

2.7 Simulación numérica

Los avances en computación tanto en rendimientos como en software han permitido el avance en este campo permitiendo realizar modelos de colapso progresivo, es de recordar que estos modelos son fenómenos no lineales del material e involucran impactos y colisiones, así como grandes deformaciones.

Entre las técnicas usadas para simular el colapso progresivo se tienen las siguientes;

- Método de elementos finitos (FEM)
- Método de elementos discretos (DEM)
- Método del elemento aplicado (AEM)
- Método del elemento cohesivo (CEM)

2.7.1 FEM

Es la técnica actual más utilizada se dividen en dos grupos, los macro – modelos se modela una estructura completa y los micro – modelos tan solo se modela nodos conexión pilar – viga. Los campos que pueden abarcar los modelos FEM son; análisis lineal o no lineal, comportamiento estático o dinámico, modelos 2D o 3D y el cálculo implícito o explícito.

La elección de uno u otro modelo depende de lo que se desee estudiar y del costo computacional que se pueda demandar

Los micro – modelos

Se pueden simular con alto grado de precisión geometrías condiciones de adherencia, elementos como pernos, barras, platinas etc. se han realizado modelos en acero, hormigón armado in situ y hormigón prefabricado. Ya que su costo computacional es muy alto se usan para simular nodos o condiciones de conexión viga – pilar, como se puede ver en la Fig. 2-19. En ella se aprecia el nivel de detalle que se puede llegar a tener.

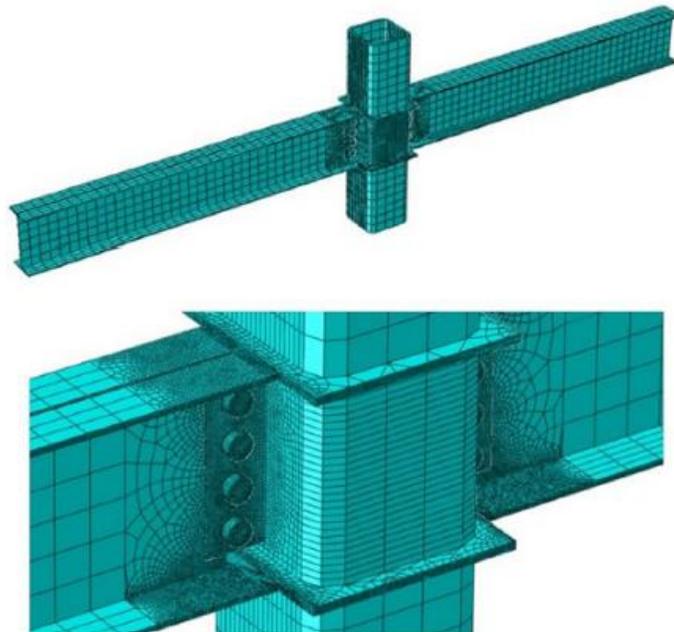


Fig. 2-19 Simulación con elementos sólidos (micro – modelo) de un subconjunto formado por dos vigas y un pilar. Imágenes por cortesía de Cheng Fang (Universidad de Tongji).

Los macro – modelos

Son útiles para modelar toda la estructura (ver Fig. 2-20). Los modelos tipo viga pilar y losa las conexiones viga pilar son lo más complicado de modelar, aunque algunas formas ingeniosas de resolver consisten en usar resortes para modelar la conexión, como se observa en la Fig. 2-21.

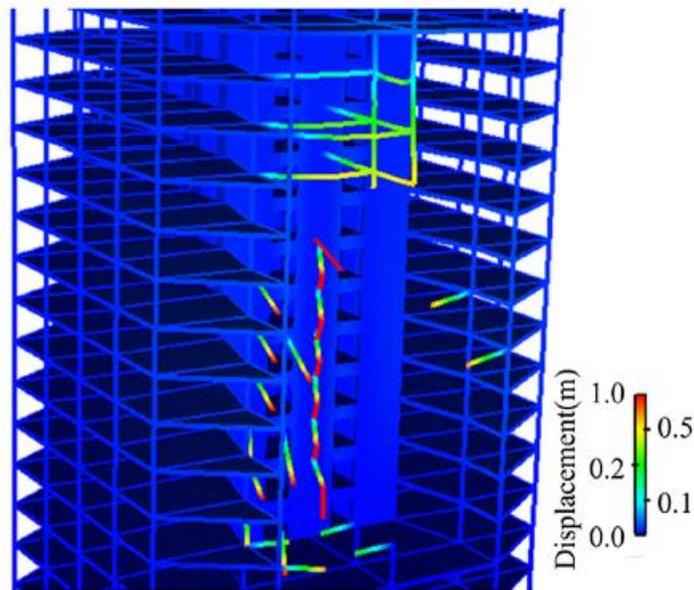


Fig. 2-20 Simulación numérica de un edificio con elementos de viga / losa. Imagen por cortesía de Xinzheng Lu (Universidad de Tsinghua).

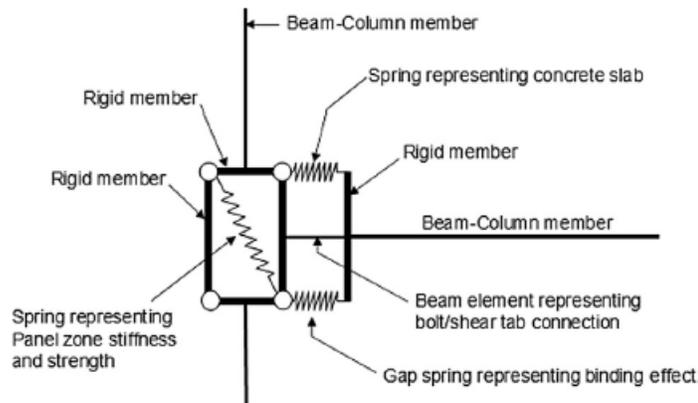


Fig. 2-21 Macro – modelo de una junta viga-pilar en una estructura de acero. Imagen por cortesía de Kapil Khandelwal (Universidad de Notre Dame).

2.7.2 DEM

El Método del Elemento Discreto (DEM) a recibido atención desde hace pocos años. Se trata de un método para resolver problemas de materiales granulares y discontinuos. El material se trata como elementos discretos, móviles e interactivos y el comportamiento macro del material se deduce de un análisis estadístico del contacto (normal, tangencial, rodante y giratorio). Se simula con gran éxito la no linealidad de los materiales ya que el método se basa en el material.

Su costo computacional es muy alto, aunque el avance de las supercomputadoras ha posibilitado el uso de este método. Se pueden realizar combinaciones de métodos entre FEM Y DEM con esto se baja el costo computacional. Un ejemplo se puede observar en la Fig.

2-22. Se realizó un modelo DEM y se comparó con un modelo de laboratorio donde se obtuvieron muy buenos resultados.

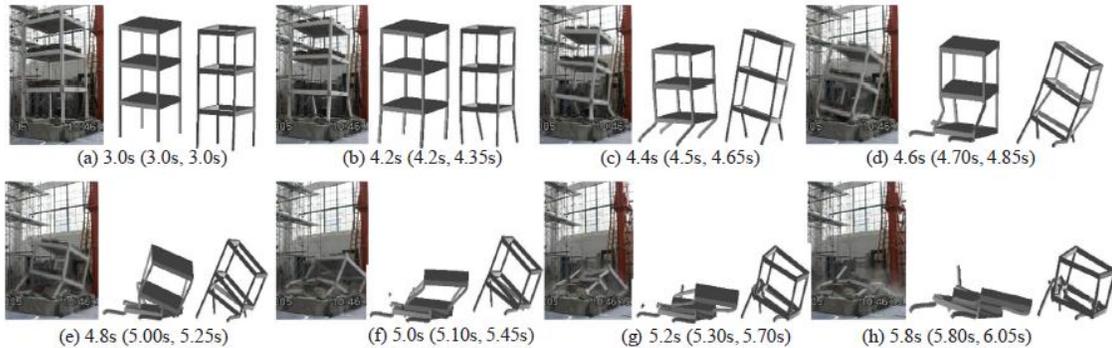


Fig. 2-22 Comparación de resultados numéricos y experimentales obtenidos del método de elementos discretos en un colapso estructural simulado. Imágenes por cortesía de Xianglin Gu (Universidad de Tongji).

2.7.3 AEM

El Método del Elemento Aplicado (AEM) es una técnica con la que se pueden modelar subconjuntos y edificios completos. Los modelos se realizan mediante elementos muy pequeños que se conectan mediante elementos de resorte en los puntos de contacto. Se usan resortes de cortante y normales para realizar la correspondiente transferencia de esfuerzos. La técnica se empezó a desarrollar hace pocos años. Entrega muy buenos resultados en colapso progresivo.

Es un excelente método para simular grandes desplazamientos, rotaciones, fisuras y se puede simular la colisión de elementos estructurales este método ha tenido gran éxito en la simulación de colapso en puentes y edificaciones sometidos a acciones sísmicas. Esta técnica de simulación en los últimos años es muy útil para simular colapso progresivo. Se ha desarrollado tan rápidamente que en pocos años se ha pasado de simular sub – ensamblajes a simular estructuras completas (ver Fig. 2-23).

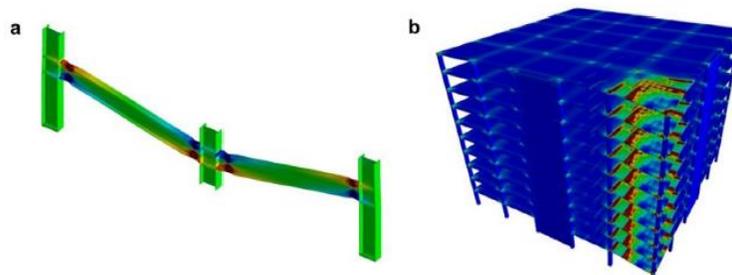


Fig. 2-23 Uso del método del elemento aplicado (AEM) para simular: (a) sub – ensamblaje; (b) estructura del edificio. Imágenes por cortesía de Ayman El-Fouly (Applied Science International LLC).

2.7.4 CEM

El Método del Elemento Cohesivo (CEM) consiste en marcar regiones. Donde no está el daño la estructura se comporta como lineal elástica y donde está la fisura genera elementos no lineales de espesor cero. Es una técnica muy poco utilizada en colapso progresivo, aunque es

muy empleadas en la mecánica de fractura. Sus resultados son iguales o mejores que los de las otras técnicas. Se trata de un método poco utilizado en el colapso progresivo. En la Fig. 2-24 se simuló un edificio de 10 plantas donde se eliminó un pilar.

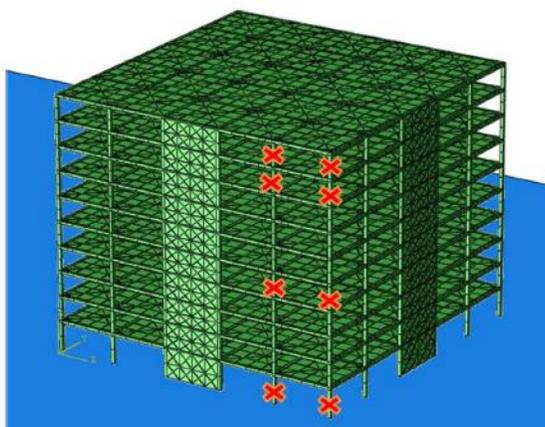


Fig. 2-24 Uso del método del elemento cohesivo (CEM) para simular el colapso progresivo del edificio. Imagen por cortesía de Jia-Ling Li (Universidad de Minnesota).

2.8 Conclusiones relativas al estado del arte

Respecto al hormigón armado in situ y el acero estructural se han realizado diversas pruebas tanto en el campo experimental como en el campo numérico.

Se han encontrado los diversos mecanismos resistentes al colapso, en estructuras tipo pórtico de hormigón armado in situ, hormigón prefabricado y acero estructural.

No se han realizado pruebas de estructuras en hormigón prefabricado ya sean en ensayos en estructuras con fines de investigación o ensayos en edificios programados para demolición, lo que nos deja con un vacío en este tipo de estructuras.

Falta realizar en simulación numérica modelos de estructuras hormigón prefabricado.

En estructuras de hormigón prefabricado falta realizar experimentos, así como modelos experimentales con la losa de compresión.

La simulación numérica tiene un gran campo por ser explorada buscando que interactúe con los ensayos reales.

3. Planteamiento del modelo experimental

El experimento se llevará a cabo en una estructura de hormigón prefabricado. La tipología y las dimensiones propuestas son de las más habituales en estructuras de hormigón prefabricado.

El edificio del experimento tendrá las siguientes características geométricas: en planta 3 vanos en ambos sentidos de 5.00m y 6.00m cada vano en alzado serán 3 plantas de una luz libre de 3.50m. Los pilares tendrán una sección de 0.40x0.40m la de las vigas de 0.40x0.40m y la losa estará compuesta por una losa alveolar de 0.16m y una capa de compresión de 0.05m para un total de 0.21m de losa.

3.1 Descripción del experimento

Tras la construcción de la estructura del edificio considerado, según el EC-1-7 en su ANEJO A.4 propone que se deben eliminar un pilar de la planta inferior y verificar su estabilidad, por lo tanto, se llevará a cabo 4 ensayos que abarcaran la mayor cantidad de casuísticas tales ensayos son;

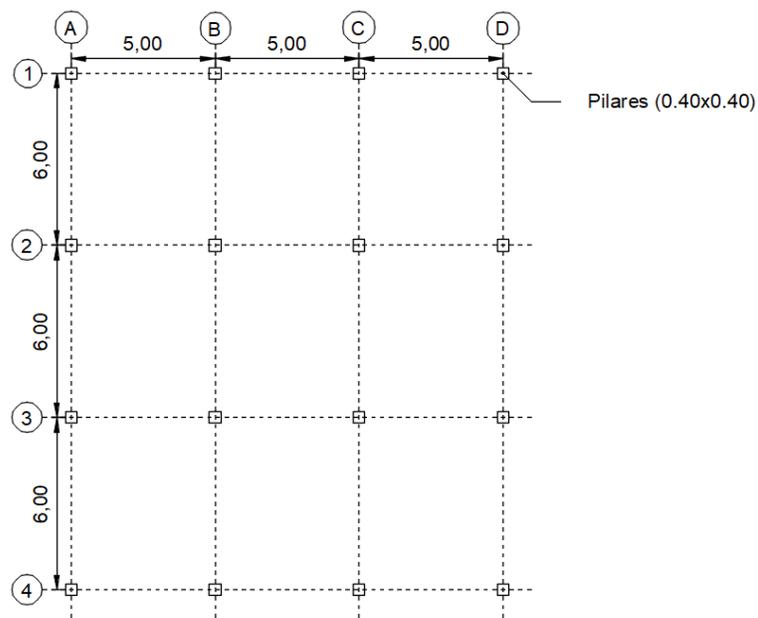
- Experimento 1, pilar de esquina (A1)
- Experimento 2, pilar de medianera (B4)
- Experimento 3, pilar de medianera (D2)
- Experimento 4, pilar central (B3)

El experimento 1 aparentemente es la situación mas critica entre las 4 propuestas.

Se resalta que el experimento 2 y 3 se diferencian en la dirección de ubicación del pilar ya que en el experimento 3 se dispone de otra viga, esto puede dar otro aporte a los mecanismos resistentes de colapso progresivo, así como también están ubicados en diferente posición respecto a la dirección del forjado.

El experimento 4 tiene gran importancia en estructuras de planta inferior que funcionan como parqueaderos de vehículos.

Con el siguiente esquema se pueden ubicar los pilares colapsables;



Planta pilares

Fig. 3-1 Planta pilares (Elaboración propia)

Pilar colapsable

Antes de explicar el procedimiento del experimento se debe resolver la forma de realizar la carga en la estructura, estará será mediante un pilar metálico que tiene en el centro de su longitud tiene un mecanismo que al ser activado este se convierte en una rotula. En la Fig. 3-2 se observa el pilar con el mecanismo anteriormente mencionado. Este pilar fue diseñado y empleado los tutores del TFM, dentro de los ensayos realizados gracias a un proyecto de investigación financiado por la Fundación BBVA.

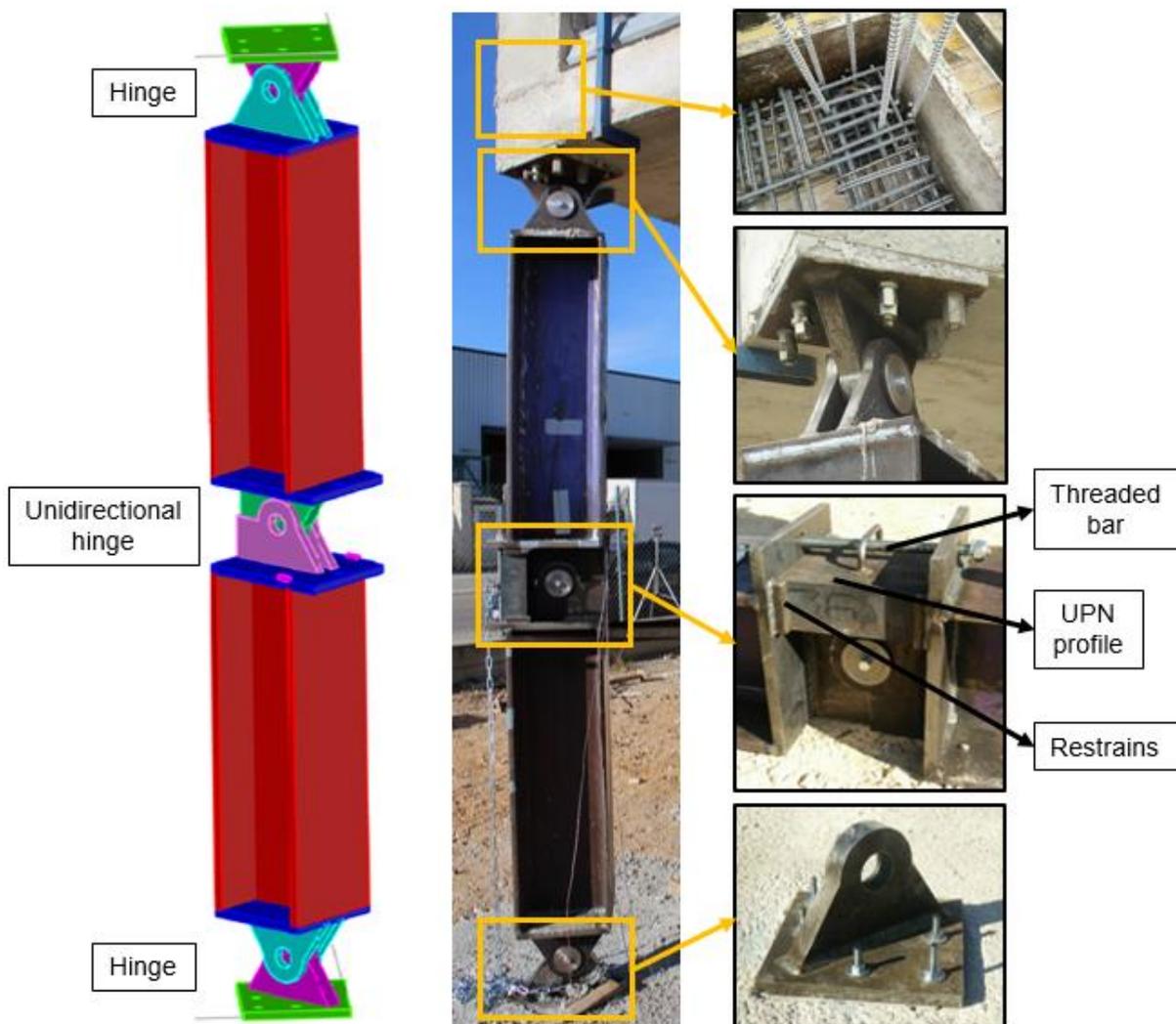


Fig. 3-2 Pilar colapsable (Imagen por cortesía de los tutores del TFM)

Para cada ensayo se realizan las siguientes 2 fases claramente diferenciadas;

1. Ensayo de la estructura del edificio tal y como ha quedado definida, activando el colapso del pilar de acuerdo con el experimento (ver Tabla 3.1). Para este fin se utilizarán cargas sobre cada uno de los forjados de un valor aproximado al valor de carga de la estructura en situación accidental, es decir, con unos 3.00 kN/m^2 de sobrecarga dispuesta mediante, por ejemplo, sacos de arena o cemento. Para activar el colapso del pilar se seguirá el siguiente procedimiento:
 - Anclaje de una cadena al asa de la U dispuesta en la rótula central y extracción del pasador de seguridad.

- Tensado de una cuerda atada a la rótula central con una fuerza hacia el interior del edificio (Hacia los pilares de atado, ver Tabla 3.1). Esta fuerza asegurará la inestabilidad del pilar tras la extracción de la U de la rótula central.
 - Extracción de la U, tirando de la cadena hacia el exterior del edificio.
2. Restitución de la estructura a su posición original, reparación de esta.

Las fases 1 y 2 requerirán previamente de un extenso trabajo de monitorización a realizar por parte de la UPV. En este punto, se requerirá de la colocación de estructuras auxiliares cerca de los pilares para la colocación de la instrumentación en puntos fijos, independientes de la estructura.

Tabla 3.1 Referencias para descripción del ensayo (Elaboración propia)

Experimento	Pilar colapsable	Pilar de atado
1	A1	B2
2	B4	A3
3	D3	C1
4	B3	A4

Este procedimiento se realizará en cada uno de los 4 experimentos.

4. Diseño del experimento

En este capítulo se desarrollará el proyecto Diseño de un experimento de colapso progresivo, en un edificio con estructura prefabricada de hormigón. Se trata de un experimento del tipo “estructuras con fines de investigación” que se describe en la sección 2.6.3 de este documento.

Primero se diseñará la estructura del edificio según el EC-2 para acciones habituales y posteriormente para acciones accidentales. Con el correspondiente diseño se obtendrán planos tanto de geometría como de refuerzo, que serán necesarios para realizar la correspondiente estructura.

Segundo se procederá a realizar un modelo computacional de cada uno de los experimentos planteados en la sección 3 de este documento, donde se realizará un análisis de los posibles mecanismos de resistencia frente al colapso progresivo.

Finalmente se realizará una propuesta de monitorización usando los resultados del análisis previamente realizado. La propuesta incluye planos de monitorización con su correspondiente instrumentación.

4.1 Diseño del edificio

4.1.1 Acciones habituales

El diseño que se realizara corresponde a lo que se consideran acciones habituales en la estructura del edificio:

- Peso propio de la estructura.
- Carga muerta correspondiente a las cargas permanentes distintas al peso propio de la estructura.
- Sobrecarga de uso.

Otras acciones como las extraordinarias también serán usadas para realizar este diseño. A continuación, serán enumeraremos;

- Acción de viento para el emplazamiento de la estructura.
- Acción de sismo para el emplazamiento de la estructura.

4.1.1.1 Introducción

Se diseña la estructura de un edificio de hormigón prefabricado. El sistema estructural propuesto son pórticos resistentes a momentos, con forjado de losa alveolar pretensada con una capa de compresión que proporciona monolitismo en la planta, de forma que el forjado colabora como diafragma en el sistema resistente a fuerzas horizontales. El edificio se cimenta mediante zapatas aisladas, conectadas entre si mediante vigas de amarre. Los pilares se empotran en las zapatas mediante cálices.

El experimento se llevará a cabo en las afueras de la ciudad de Valencia.

4.1.1.2 Definición geométrica de la estructura

La geometría en planta se compone de 3 vanos de 5.00m para los pórticos principales o resistentes a acciones gravitacionales y de 3 vanos de 6.00m para los pórticos secundarios o de arriostramiento contra acciones laterales, en alzado la estructura tiene 3 plantas y una altura

libre de 3.50m, en la Fig. 4-1 y la Fig. 4-2 se pueden observar las dimensiones geométricas tanto en planta como en alzado nombradas anteriormente.

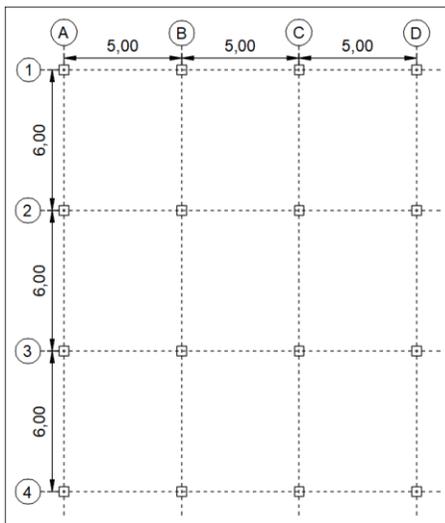


Fig. 4-1 Planta geometría general (Elaboración propia)

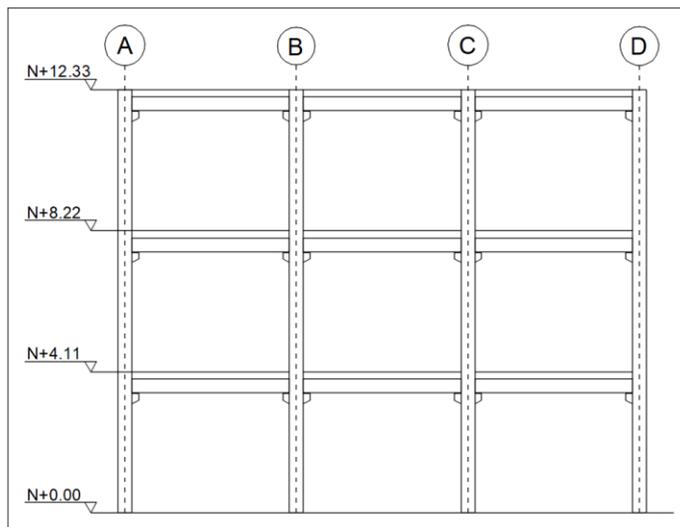


Fig. 4-2 Alzado geometría general (Elaboración propia)

Las secciones transversales de los pilares tienen dimensiones de 40x40cm y las vigas de 40x40cm. La losa está conformada por una losa alveolar de espesor 16cm y una capa de compresión de 5cm.

4.1.1.3 Durabilidad

El elemento de hormigón armado por encontrarse en una atmósfera marina y ser susceptible de padecer corrosión en sus armaduras como consecuencia de cloruros, se ubica en una clase de exposición XS1 (corrosión inducida por cloruros de origen marino) según el EC-2.

- Clase de exposición XS1

El espaciamiento para protección y durabilidad de la armadura según el tipo de exposición al que estará sometido el elemento de hormigón armado XS1 (EC-2), y para una vida útil de 50 años, se tiene que el recubrimiento mínimo es $c_{min}=35mm$

- Recubrimiento de la armadura 35mm.

4.1.1.4 Materiales

Los pilares, vigas y capas de compresión de forjados son de hormigón armado de las siguientes características

- Hormigón HA-30/B/20/IIIa
- Acero B-500-S.

Los elementos de cimentación tales como zapatas y vigas de atado son también de hormigón armado de las siguientes características:

- Hormigón HA-30/B/20/IIa
- Acero B-500-S.

Las losas alveolares son pretensadas

4.1.1.5 Acciones a considerar

- Peso propio de la estructura.
- Carga muerta de 2.0kN/m² correspondiente a las cargas permanentes distintas al peso propio de la estructura.
- Sobrecarga de uso de valor 3.0kN/m² uniformemente repartida en las dos plantas.
- Acción de viento para el emplazamiento de la estructura.
- Acción de sismo para el emplazamiento de la estructura.

Combinaciones de acciones

- *Combinación característica*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + "P" + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- *Combinación frecuente*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + "P" + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- *Combinación casi-permanente*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situación de proyecto persistente o transitorio

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

4.1.1.6 Coeficientes de seguridad y de combinación

Los coeficientes de seguridad adoptados para situaciones persistentes o transitorias han sido:

Acciones:

- 1.35 para cargas permanentes (peso propio y cargas muertas).
- 1.50 para sobrecargas (sobrecargas de uso y viento).

Materiales:

- 1.50 para hormigón.
- 1.15 para acero.

Los coeficientes de seguridad adoptados para situaciones accidentales han sido:

Acciones:

- 1.00 para cargas permanentes (peso propio y cargas muertas).
- 0.50 para sobrecargas (sobrecargas de uso y viento).

Materiales:

- 1.30 para hormigón.
- 1.00 para acero.

4.1.1.7 Modelo de cálculo

Para realizar el cálculo de los esfuerzos en la estructura del edificio se utilizó un modelo en SAP2000, el cual está compuesto de elementos frame para representar vigas, pilares y las losas alveolares, la placa de compresión se modeló mediante un elemento shell, los apoyos en los pilares se modelaron de tipo empotramiento y todos los nudos se definieron de tipo rígido. En la Fig. 4-3 se presenta un esquema en 3D del modelo desarrollado en SAP2000.

Los datos de entrada que requieren el modelo son la geometría de la estructura, los materiales, las cargas y las correspondientes combinaciones de cargas. Del modelo obtendremos los esfuerzos en los elementos, desplazamientos, reacciones y las cuantías de refuerzo.

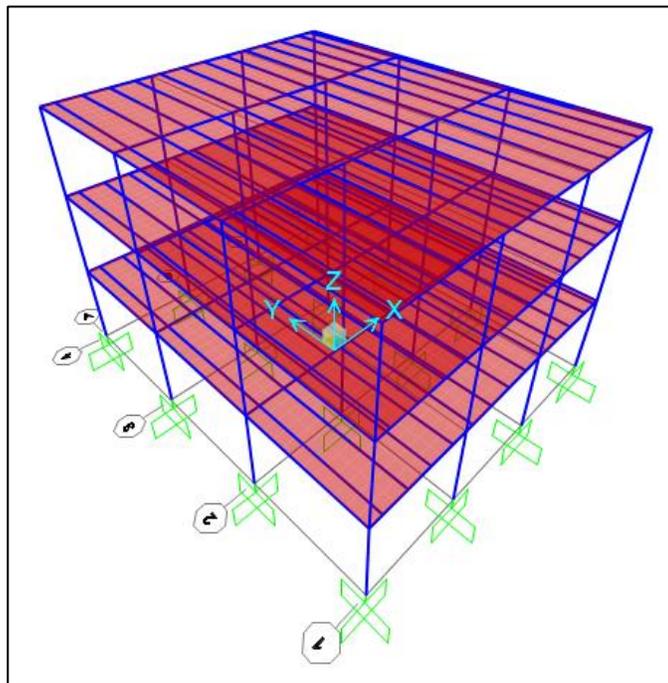


Fig. 4-3 Modelo elaborado en SAP2000 (Elaboración propia)

4.1.1.8 Acciones sobre la estructura

Las cargas y combinaciones de carga descritas en la sección 4.1.1.5 de este documento se introdujeron al modelo. En la Fig. 4-4 se muestra cómo se cargó el modelo de SAP2000

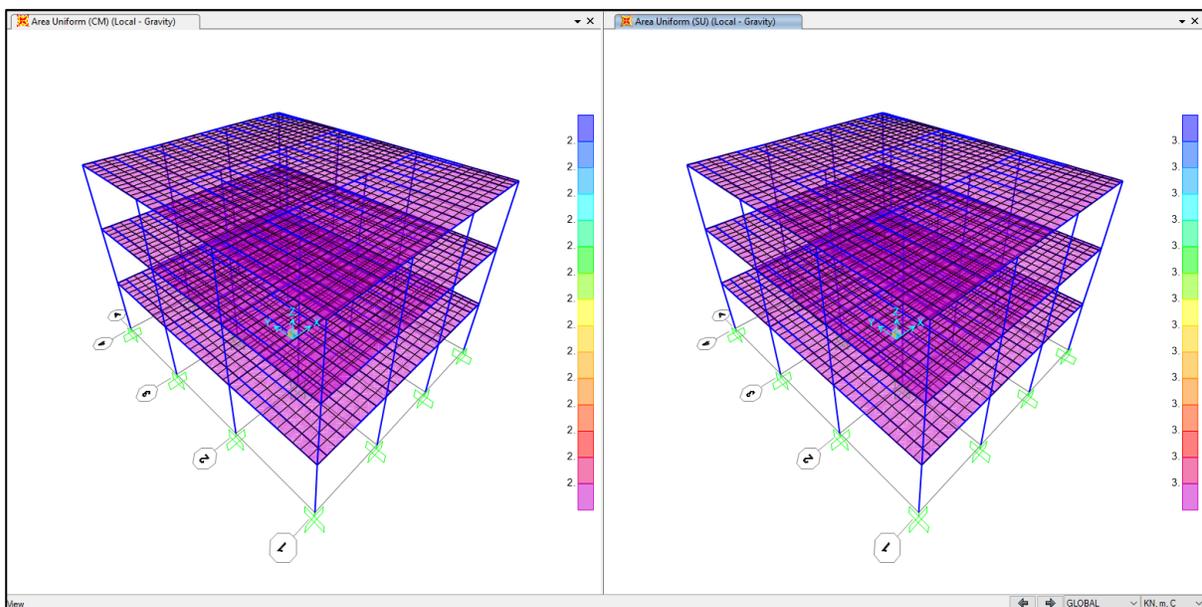


Fig. 4-4 Carga muerta (Derecha) y sobre carga de uso (izquierda) (Elaboración propia)

4.1.1.9 Esfuerzos de cálculo

En la Fig. 4-5 a la Fig. 4-11 se presentan los resultados obtenidos para la combinación fundamental. Al realizar una revisión de envolventes se verificó que estos resultados correspondían a los esfuerzos máximos en la estructura.

Ya que hay simetría y los resultados del pórtico 1 son iguales a los del 4 así como los del 2 al del 3 y en el otro sentido A es igual a D solo se presentarán los resultados uno de los dos pórticos.

Pórtico eje 1 y eje 2

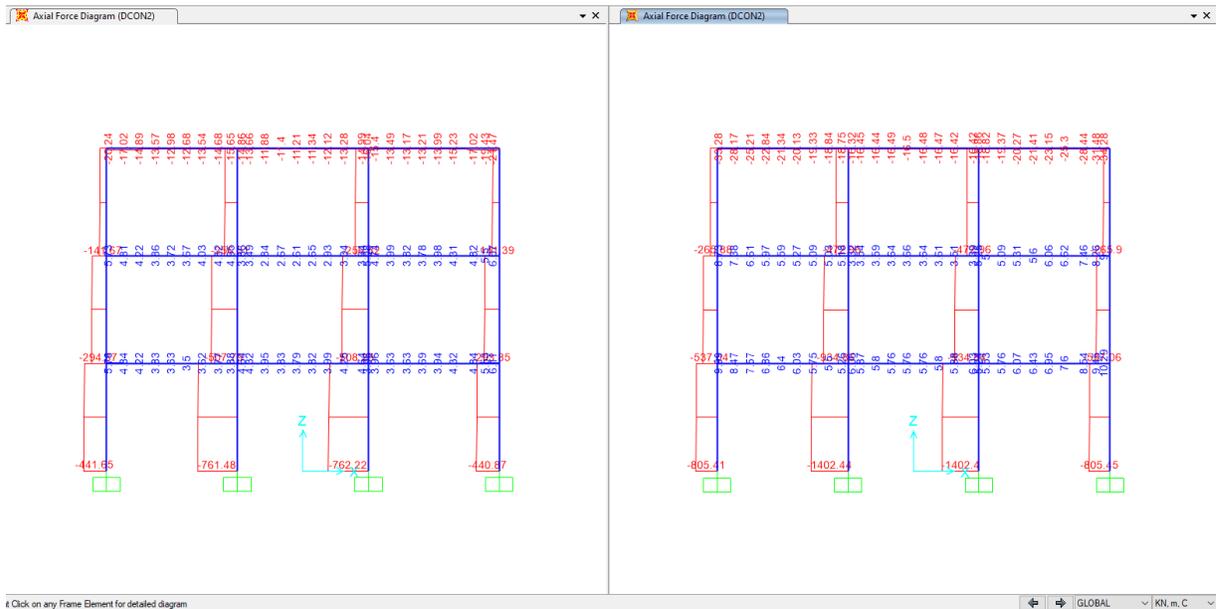


Fig. 4-5 Esfuerzos axiales correspondientes a los pórticos del eje 1 y 2 (Elaboración propia)

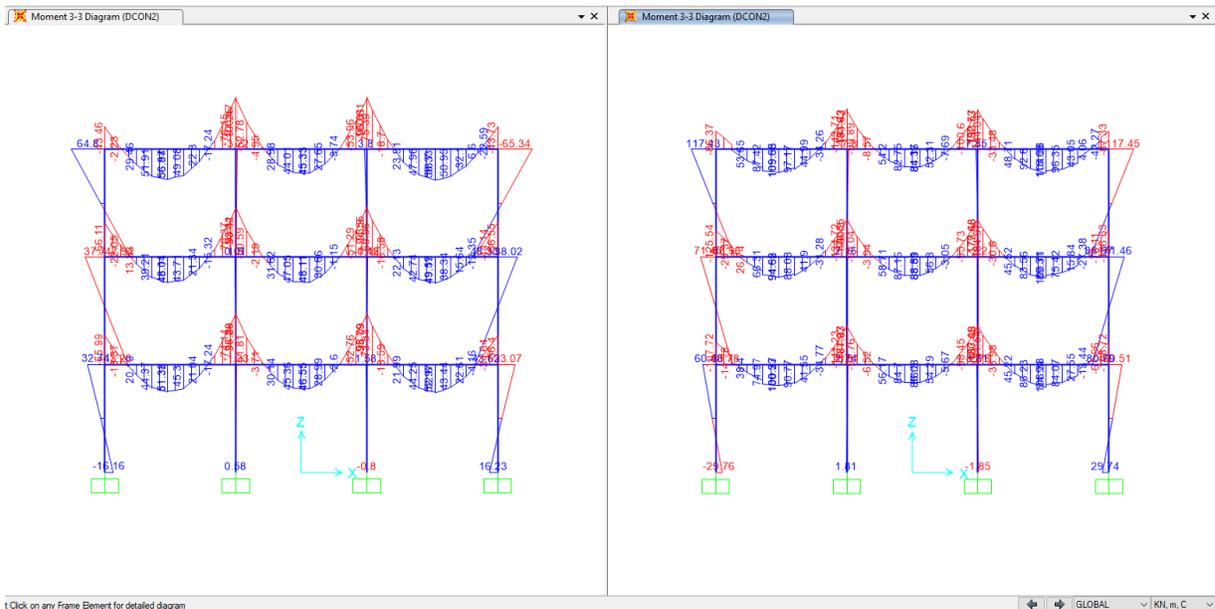


Fig. 4-6 Esfuerzos de flexión correspondientes a los pórticos del eje 1 y 2 (Elaboración propia)

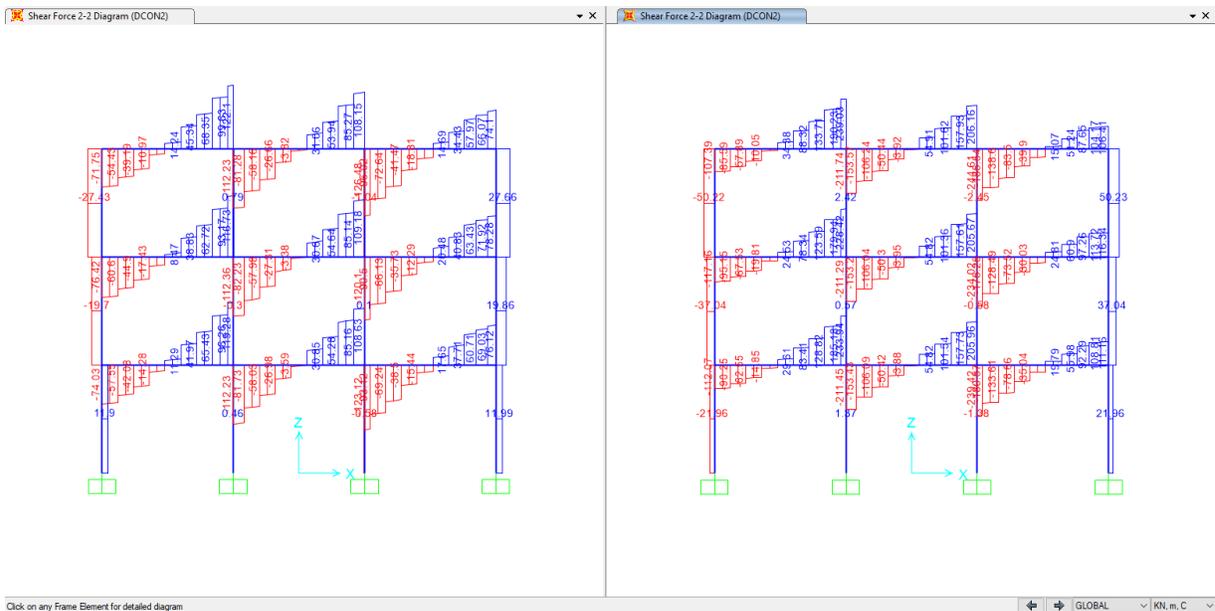


Fig. 4-7 Esfuerzos cortantes correspondientes a los pórticos del eje 1 y 2 (Elaboración propia)

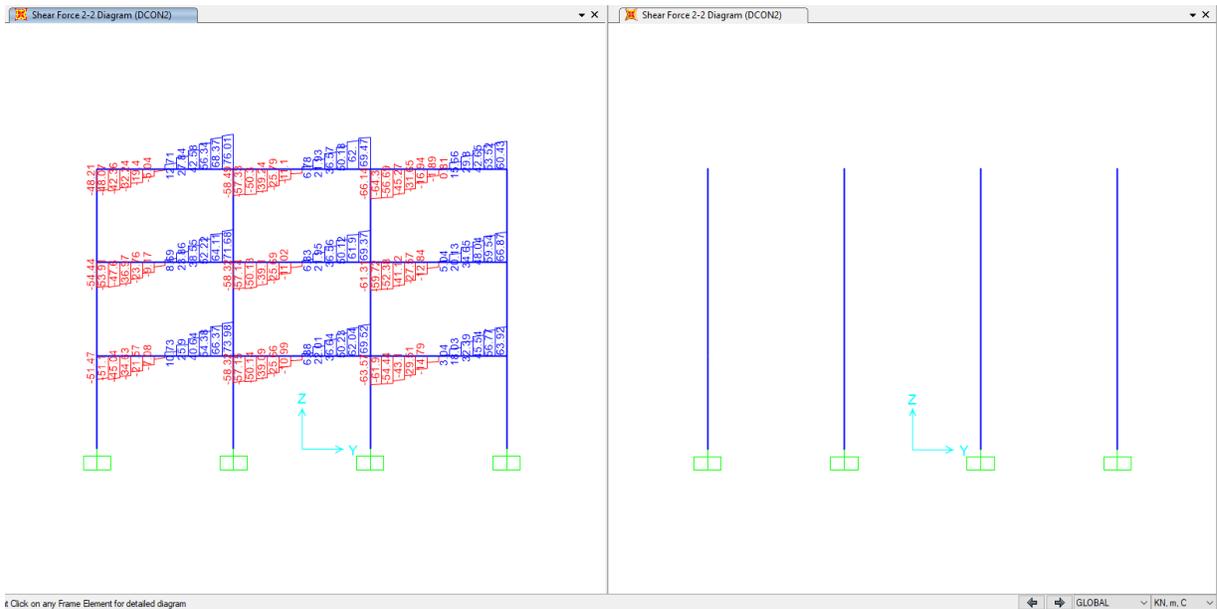


Fig. 4-8 Esfuerzos de cortante (2-2) correspondientes a los pórticos del eje A y B (Elaboración propia)

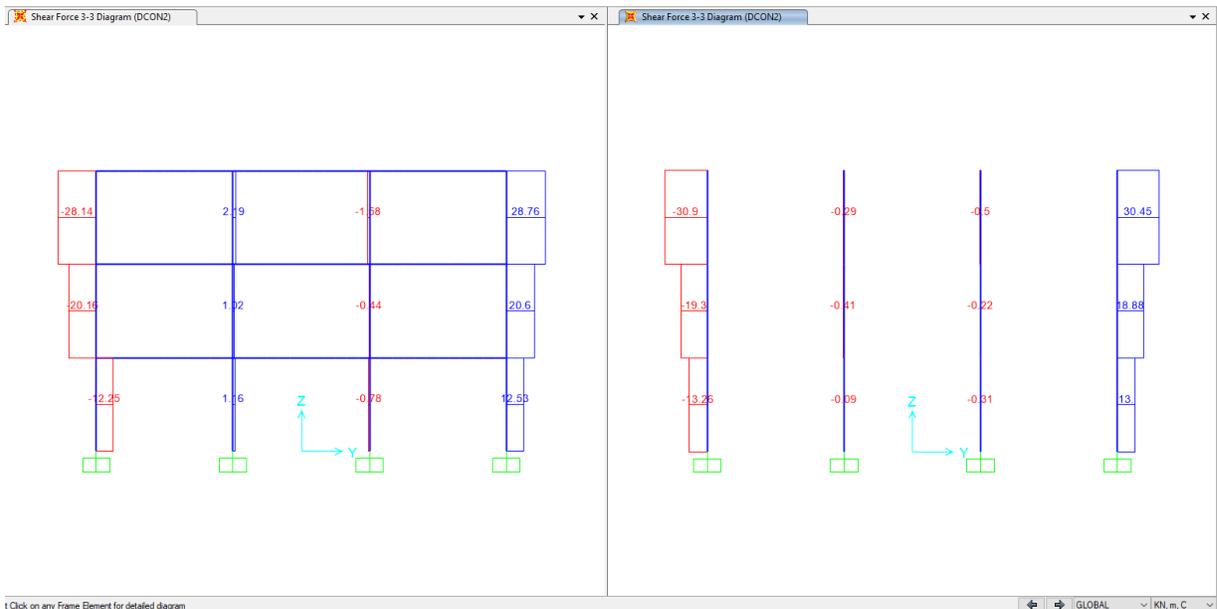


Fig. 4-9 Esfuerzos de cortante (3-3) correspondientes a los pórticos del eje A y B (Elaboración propia)

a la Fig. 4-13 corresponden a las cuantías de refuerzo longitudinal y las Fig. 4-12 a la Fig. 4-15 corresponden a las cuantías de refuerzo a cortante. Fig. 4-13

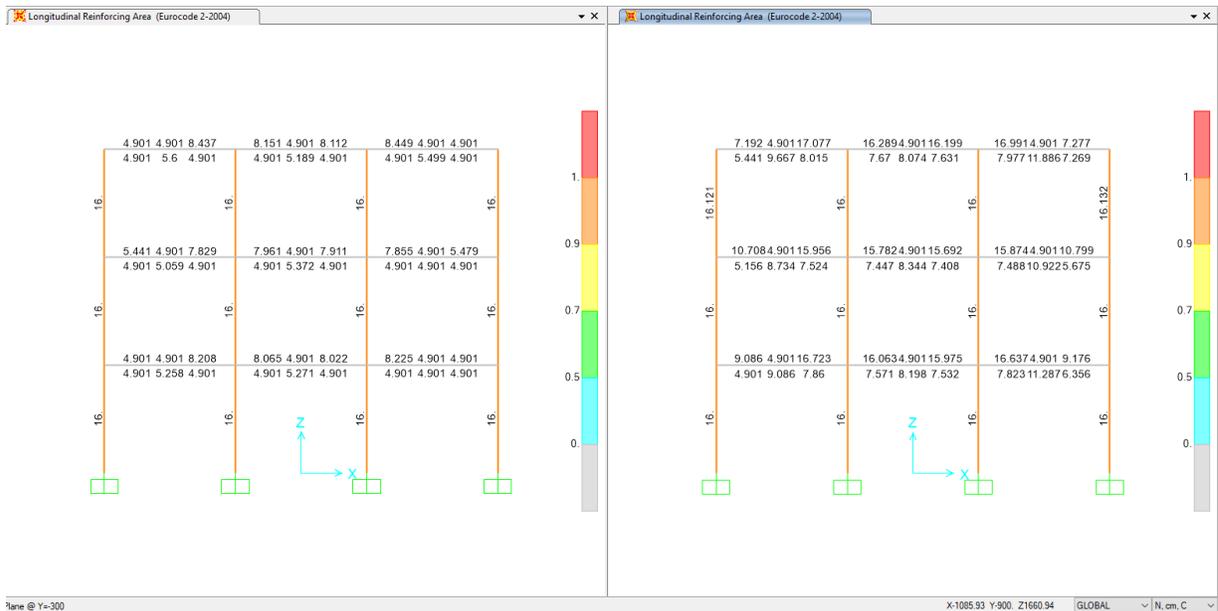


Fig. 4-12 Cuantías de acero de refuerzo longitudinal en vigas y pilares, para los ejes 1 y 2 (Elaboración propia)

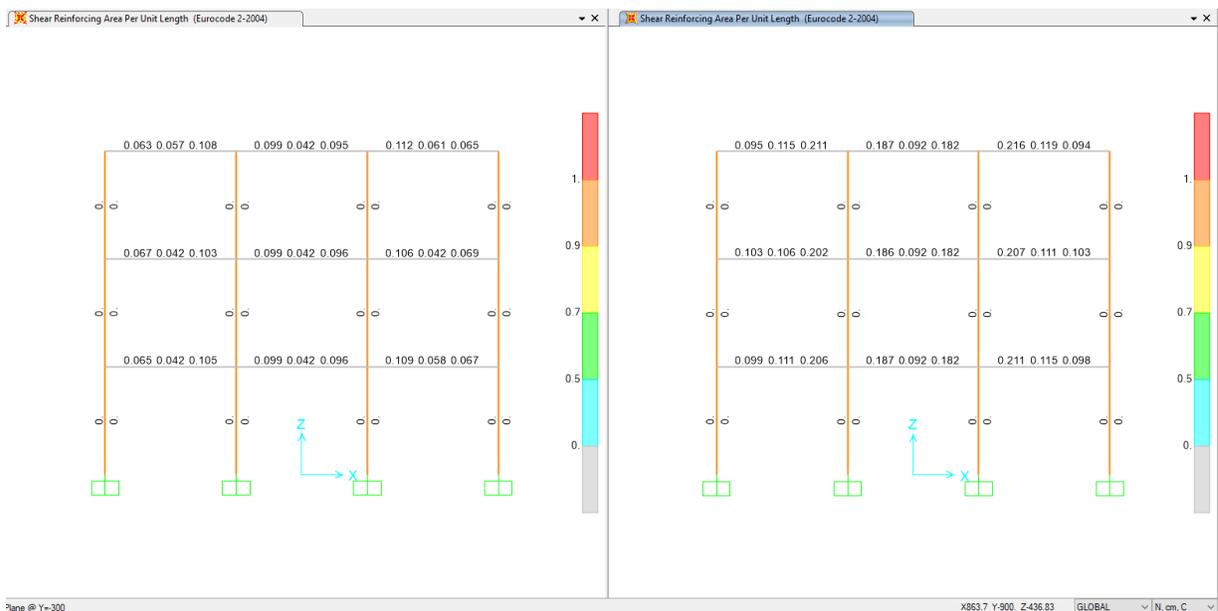


Fig. 4-13 Cuantías de acero de refuerzo transversal en vigas y pilares, para los ejes 1 y 2 (Elaboración propia)

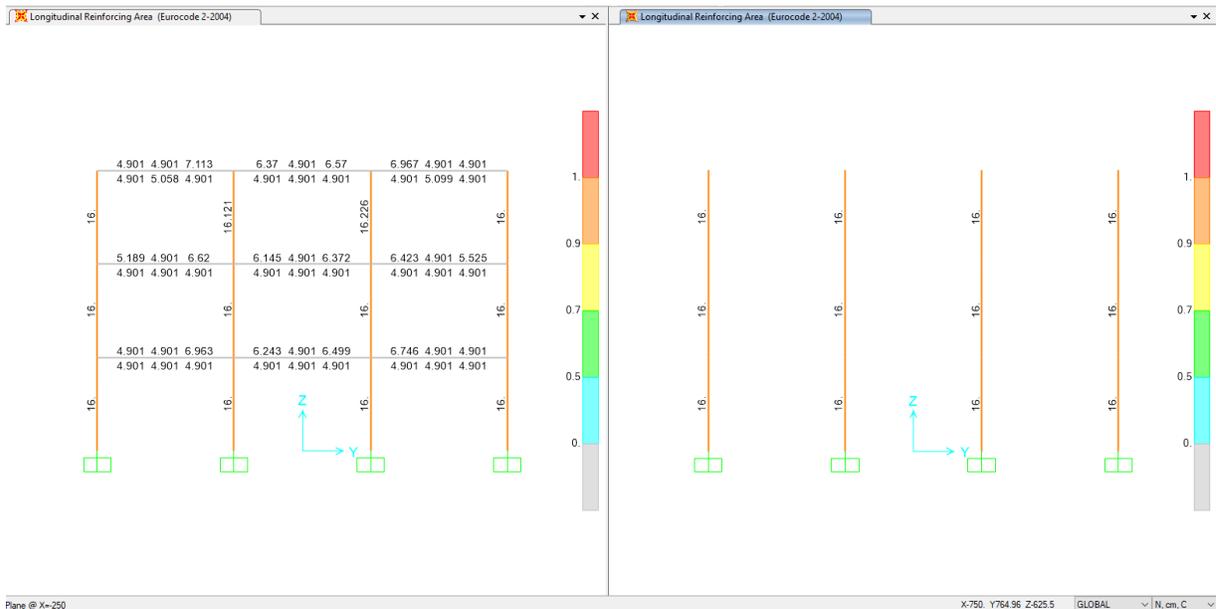


Fig. 4-14 Cuantías de acero de refuerzo longitudinal en vigas y pilares, para los ejes A y B (Elaboración propia)

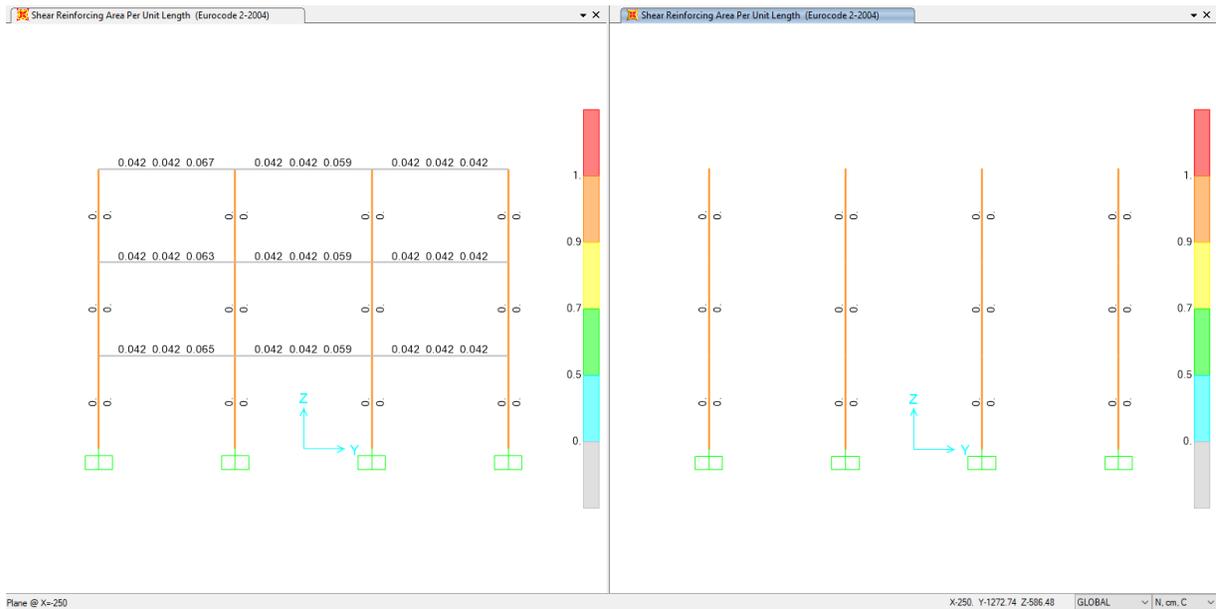


Fig. 4-15 Cuantías de acero de refuerzo transversal en vigas y pilares, para los ejes A y B (Elaboración propia)

El dimensionamiento completo se encuentra en el ANEJO 1

4.1.1.11 Planos

Para la elaboración de planos se utilizó un conjunto de herramientas y detallado tales como los mostrados en la sección 2.5 y por supuesto las cuantías obtenidas en las anteriores

secciones. En esta sección solo se presentan algunos apartes de los planos. La totalidad se pueden observar en el ANEJO 2.

La Fig. 4-16 a la Fig. 4-18 corresponden a la geometría general donde se destaca la dirección de ubicación de la losa alveolar, se presentan los niveles correspondientes. Cabe resaltar que la nomenclatura de ejes usada en el modelo computacional de la sección 4.1.1.7 de este documento se ajusta a la también utilizada en los planos.

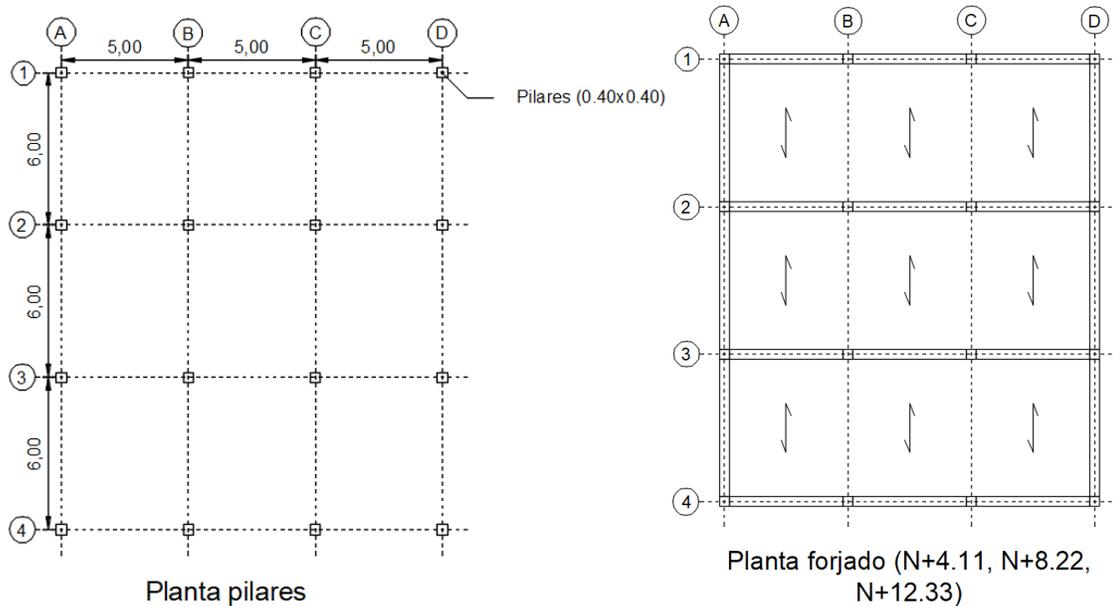
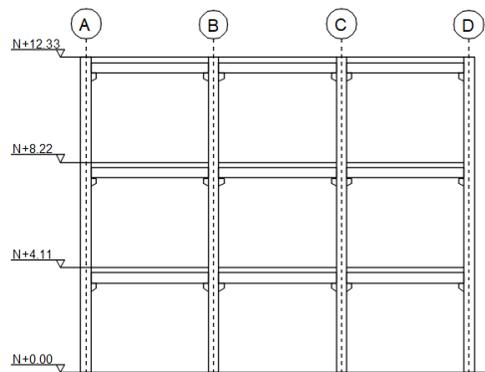
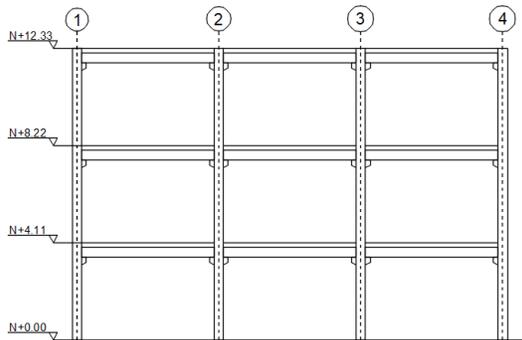


Fig. 4-16 Geometría planta pilares y plata de forjado (Elaboración propia)

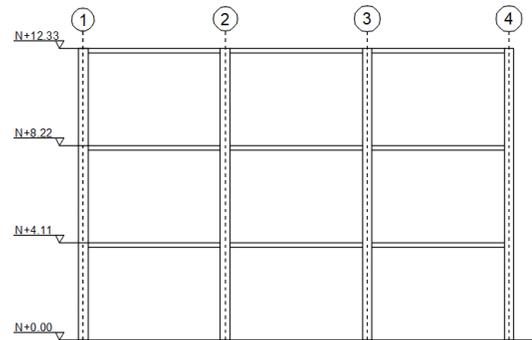


Alzado ejes 1, 2, 3 y 4

Fig. 4-17 Geometría alzados ejes 1, 2, 3 y 4 (Elaboración propia)



Alzado ejes A y D



Alzado ejes B y C

Fig. 4-18 Geometría alzados ejes A, B, C y D (Elaboración propia)

La propuesta geométrica tanto en apoyo de losas sobre vigas como de vigas sobre losas se realizó buscando la facilidad constructiva, en la Fig. 4-19 se observa el detalle de apoyo losa sobre viga es de resaltar que en esta área se propone una conexión húmeda esto con la finalidad de generar el monolitismo correspondiente.

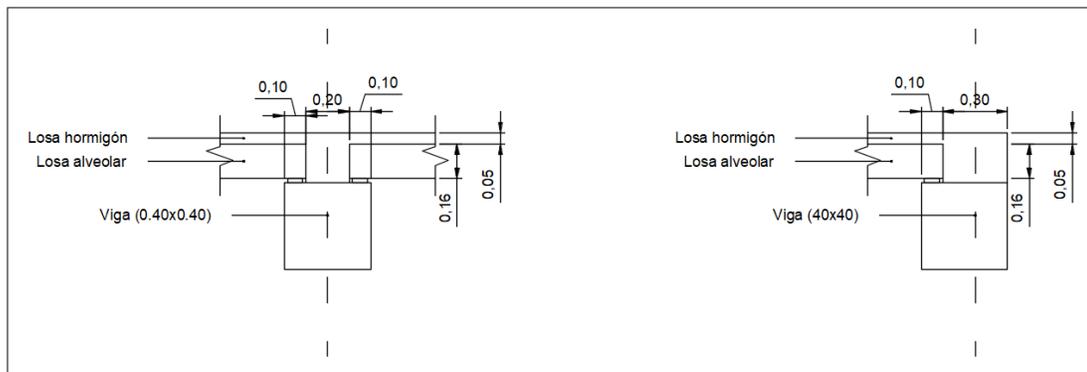


Fig. 4-19 Geometría de apoyo de losa interior (izquierda) y borde (derecha) (Elaboración propia)

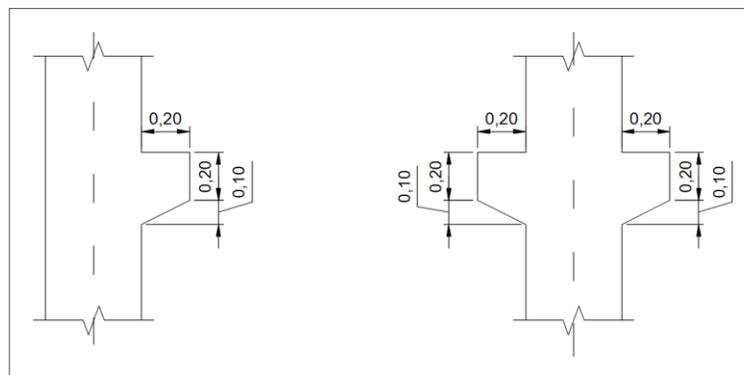


Fig. 4-20 Geometría de ménsula de borde (izquierda) y central (derecha) (Elaboración propia)

Los planos se encuentran en su totalidad en el ANEJO 2.

4.1.2 Acciones accidentales

El diseño que se realizara corresponde a lo que se consideran acciones accidentales en la estructura del edificio, se usara el diseño de elementos propuesto en el EC-1.

4.1.2.1 Refuerzo de atado

Para el cálculo del refuerzo de atado se utilizó el EC-1 en su ANEJO A sección A.5 (atados horizontales) y A.6 (atados verticales). A continuación, se muestran las ecuaciones y premisas para el diseño del atado;

Atados horizontales

Atados internos

$$T_i = 0.8(g_k + \psi_k q_k) sL, \text{ con un valor mínimo de } 75kN \quad (A.1)$$

Atados perimetrales

$$T_p = 0.4(g_k + \psi_k q_k) sL, \text{ con un valor mínimo de } 75kN \quad (A.2)$$

En la Tabla 4.1 se presentan los valores de ψ_k .

Atados verticales

Se deben disponer de atados continuos desde la cimentación hasta el nivel de cubierta, los atados deben diseñarse para resistir en tracción el valor de la reacción máxima en el correspondiente pilar.

Tabla 4.1 Valores de ψ para edificios (EN-1990-Bases de diseño)

Table 3: Values of ψ factors for buildings (EN 1990 – Basis of Design [3])

Action	Ψ_1 (factor for the frequent value of a variable action)	Ψ_2 (factor for the quasi-permanent value of a variable action)
Imposed loads in buildings		
category A: domestic, residential areas	0.5	0.3
category B: office areas	0.5	0.3
category C: congregation areas	0.7	0.6
category D: shopping areas	0.7	0.6
category E: storage areas	0.9	0.8
category F: traffic area < 3 tonne	0.6	0.6
category G: traffic area 3-16 tonne	0.5	0.3
Snow loads on buildings	0.2 ¹⁾	0 ¹⁾
Wind loads on buildings	0.5 ¹⁾	0 ¹⁾
¹⁾ Modification for different geographical regions may be necessary		

Pilares

Tabla 4.2 Refuerzo de atado en pilares (Elaboración propia)

Acero

f_{yk} 500 N/mm²

$k=f_{uk}/f_{yk}$ 1.15

Pilares	SAP2000	Necesario	Disponer				A_s , propuesto	¿Cumple?
	F_s	A_s	φ	Cantidad	φ	Cantidad		
Localización	kN	mm ²	mm	un	mm	un	mm ²	
Esquina	388.45	676	16	8	20	0	1608	Si
Perimetrales	679.07	1181	16	8	20	0	1608	Si
Centrales	1175.94	2045	0	0	20	8	2513	Si

Vigas

Los refuerzo de atado perimetrales en vigas se dividen en dos partes los atados perimetrales que son aquellos que van en las vigas perimetrales en este caso sobre los ejes exteriores (A, D, 1 y 4) y los atados internos que se ubican al interior de la estructura (en los ejes 2 y 3) también se puede usar como atado interior el refuerzo colocado en la capa de compresión de la losa. A continuación, se presenta el cálculo de refuerzo de atados tanto interno como perimetral;

Refuerzo de atado interno

Tabla 4.3 Refuerzo de atado interno(Elaboración propia)

Geometría		
l (Longitud)	10	m
s (Distancia aferente)	6	m
Cargas		
Peso losa (placa alveolar + losa in-situ)	3.83	kN/m ²
Muerta	2.00	kN/m ²
Carga impuesta	3.00	kN/m ²
Carga permanente (g_k)	5.83	kN/m ²
Carga impuesta (q_k)	3.00	kN/m ²
Ψ_2	0.60	
Acero		
f_{yk}	500	N/mm ²
E_s	200000	N/mm ²

ϵ_{uk}	7.50E-02	
$k=f_{uk}/f_{yk}$	1.15	
Combinación de carga		
$T_i=0.8(g_k+\Psi_2q_k)sl \geq 75kN$	366.384	kN
Calculo refuerzo		
$A_s=T_i/f_{yk}$	733	mm ²
Disponer		
φ	16	mm
cantidad	3	un
φ	12	mm
cantidad	2	un
$A_{s, \text{propuesto}}$	829	mm ²
Cumple		

Refuerzo de atado perimetral

Tabla 4.4 Refuerzo de atado perimetral (Elaboración propia)

Geometría		
l (Longitud)	10	m
s (Distancia aferente)	3	m
Cargas		
Peso losa (placa alveolar + losa in-situ)	3.83	kN/m ²
Muerta	2.00	kN/m ²
Carga impuesta	3.00	kN/m ²
Carga permanente (g_k)	5.83	kN/m ²
Carga impuesta (q_k)	3.00	kN/m ²
Ψ_2	0.60	
Acero		
f_{yk}	500	N/mm ²
E_s	200000	N/mm ²
ϵ_{uk}	7.50E-02	
$k=f_{uk}/f_{yk}$	1.15	
Combinación de carga		
$T_i=0.8(g_k+\Psi_2q_k)sl \geq 75kN$	183.192	kN

Calculo refuerzo		
$A_s = T_i / f_{yk}$	366	mm ²
Disponer		
φ	16	mm
cantidad	3	un
φ	12	mm
cantidad	2	un
$A_{s, \text{propuesto}}$	829	mm ²
Cumple		

4.2 Análisis de mecanismos resistentes frente al colapso progresivo

Para realizar el análisis de mecanismos resistentes frente al colapso progresivo, se realizó un análisis cualitativo. En la Fig. 4-21 se muestran los modelos utilizados en este documento el primero corresponde al de diseño de la estructura en la sección 4.1 y el segundo el que se usar en esta sección.

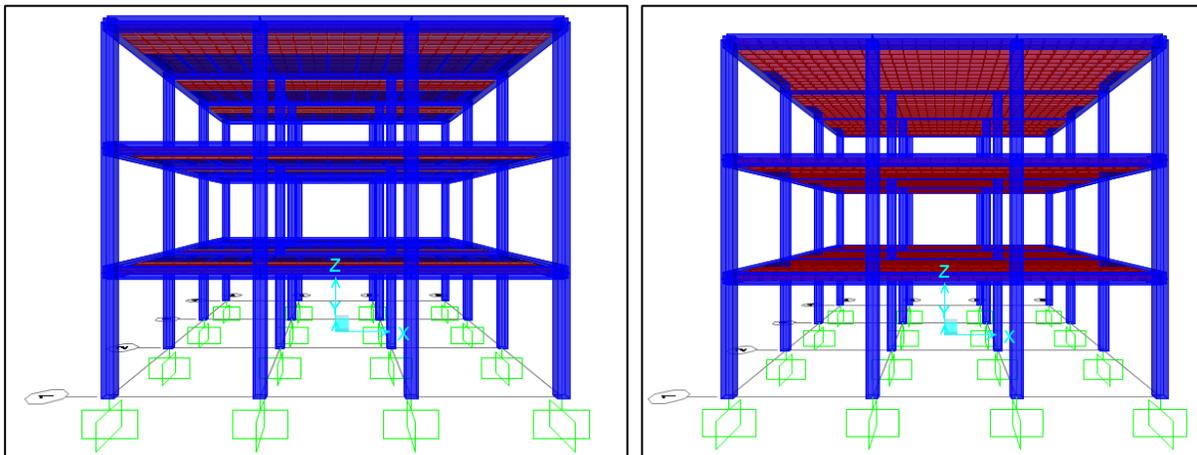


Fig. 4-21 Modelo con discretizando la losa alveolar (izquierda) y modelos con losa homogénea (derecha) (Elaboración propia)

La metodología a utilizar será realizar un comparativo entre cómo está funcionando a la estructura antes de la retirada del pilar y como es su estado final después de la retirada del pilar, se recalca en que el modelo utilizado para realizar la comparación es el que corresponde a uno con losa homogénea. El modelo con losa homogénea se comparó contra los modelos más complejos (Losa alveolar y capa de compresión) y reproduce de muy buena forma el comportamiento de la estructura. A continuación, se presentan figuras donde aparecen varias condiciones de la estructura antes de que sean retirados cualquier pilar.

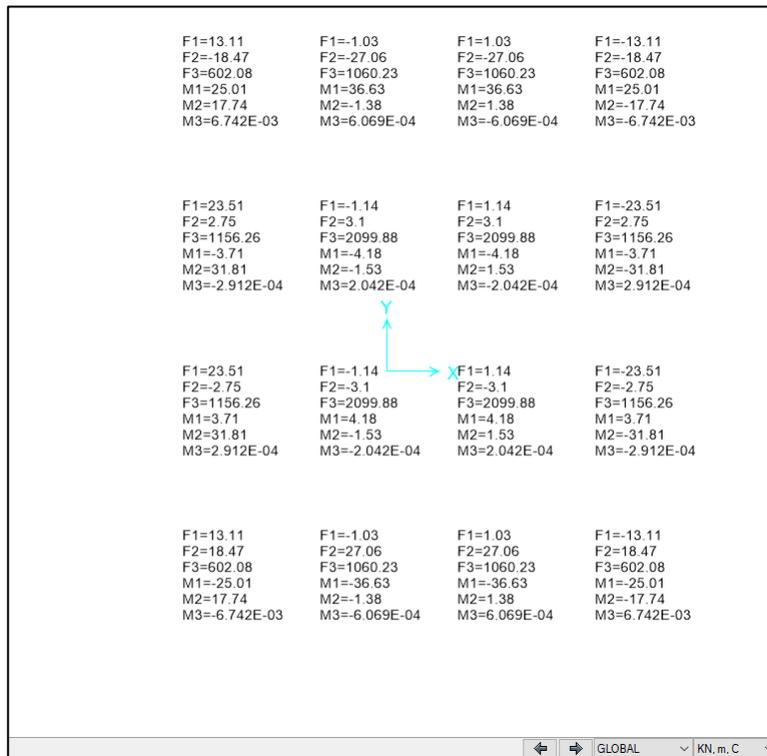


Fig. 4-22 Reacciones en la estructura en la estructura sin quitar pilares (Elaboración propia)

De la Fig. 4-22 podemos resaltar la simetría de las reacciones propias de este tipo de estructuras, siendo mayor en los pilares centrales, de valor medio en los apoyos de medianera y las menores reacciones en los apoyos de esquina.

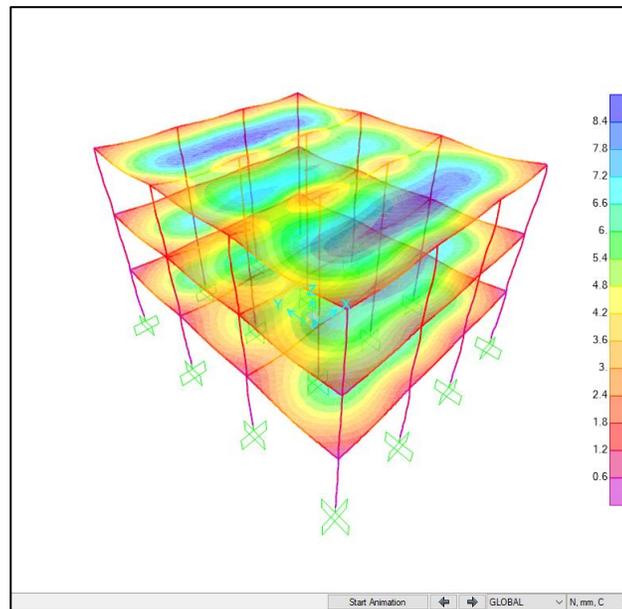


Fig. 4-23 Deformaciones de la estructura en la estructura sin quitar pilares (Elaboración propia)

En la Fig. 4-23 se observa la deformación de la estructura se resalta la deformación, como es lógico la mayor deformación se encuentra en el centro de las losas, presentando la deformación esperada.

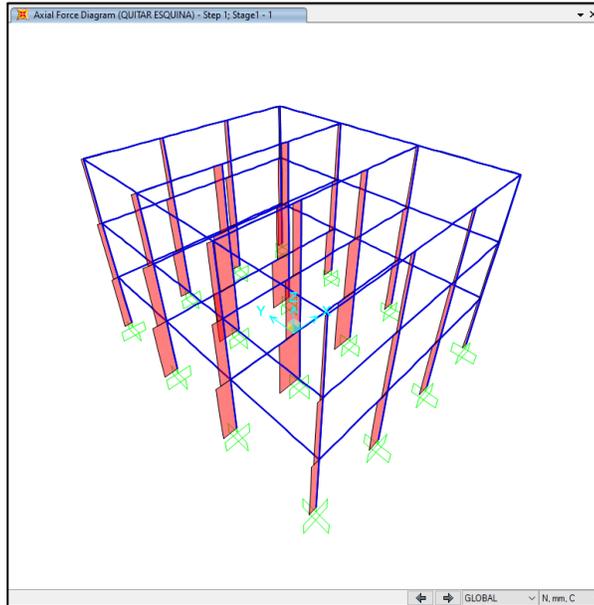


Fig. 4-24 Esfuerzos axiales en la estructura sin quitar pilares (Elaboración propia)

En la Fig. 4-24 confirma lo observado en la Fig. 4-22 donde se tienen reacciones simétricas por lo mismo que así serán los esfuerzos axiales en los pilares, propio de este tipo de estructuras de pórticos.

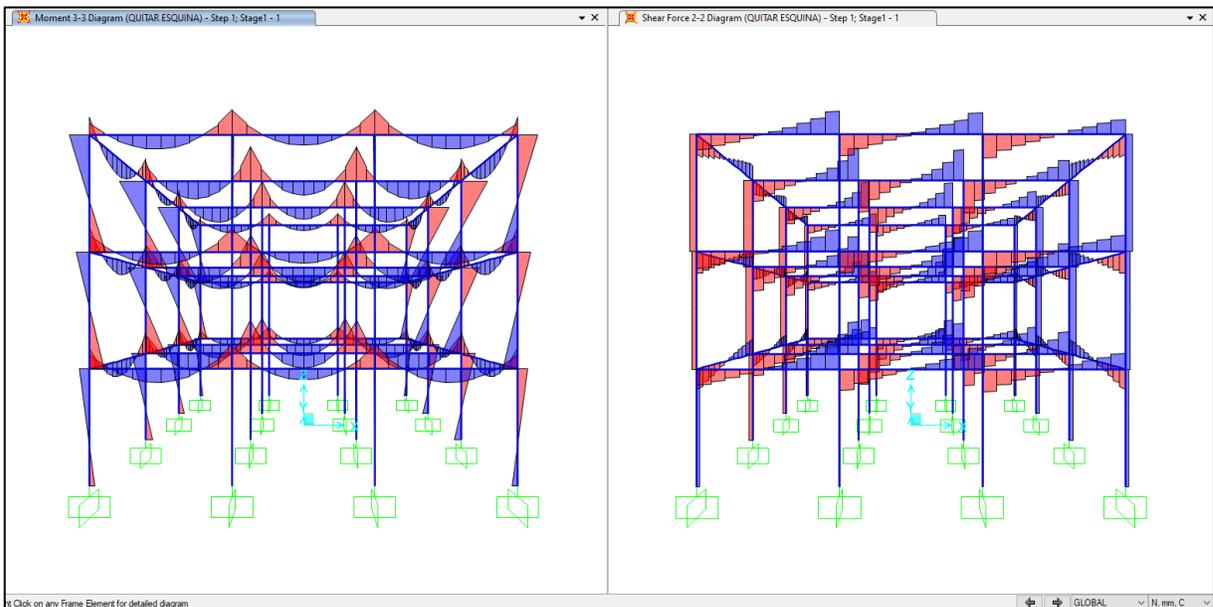


Fig. 4-25 Esfuerzos de flexión y cortante en la estructura sin quitar pilares (Elaboración propia)

En la Fig. 4-25 podemos observar el comportamiento típico de una estructura de pórticos con nudos rígidos, los momentos siendo positivos en los centros de los vanos y negativos en las cercanías de los pilares. Los esfuerzos cortantes siendo máximos en los apoyos y mínimos o nulos en el centro de los vanos.

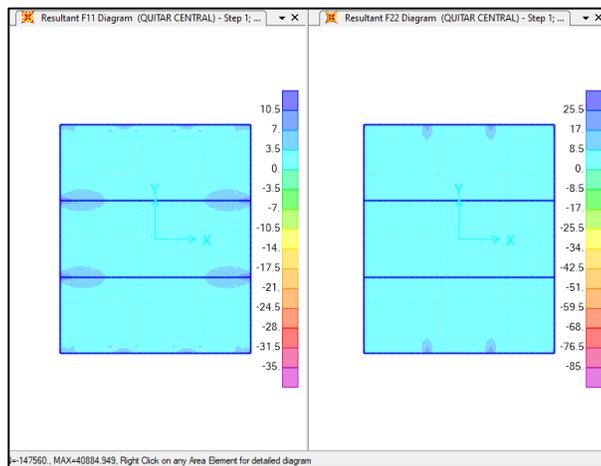


Fig. 4-26 Esfuerzos axiales en la losa de la primera planta, en la estructura sin quitar pilares (Elaboración propia)

De la Fig. 4-26 las primeras dos figuras corresponden a los esfuerzos axiales en la losa (en sus dos direcciones principales), se puede resaltar que su comportamiento es casi nulo en toda la estructura.

Habiendo realizado el análisis de la estructura para acciones habituales se procede a realizar modelos (En total cuatro modelos, uno por cada experimento). Para modelar cada uno de los experimentos se procedió a primero a usar un factor de amplificación en las acciones de $\omega=2.0$ según lo propuesto en la (FIB 63 cap. 4.4.4), así como también a eliminar el correspondiente elemento pilar. En los siguientes numerales se describen los mecanismos observados en los cuatro experimentos propuestos, realizando comparaciones cualitativas con las Fig. 4-22 a la Fig. 4-26.

4.2.1 Análisis experimento 1

Usando las siguientes figuras (Fig. 4-27 a la Fig. 4-32) y las obtenidas del modelo sin retirar ningún pilar (Fig. 4-22 a la Fig. 4-26) se procederá a realizar un análisis de los posibles mecanismos resistentes frente al colapso progresivo;

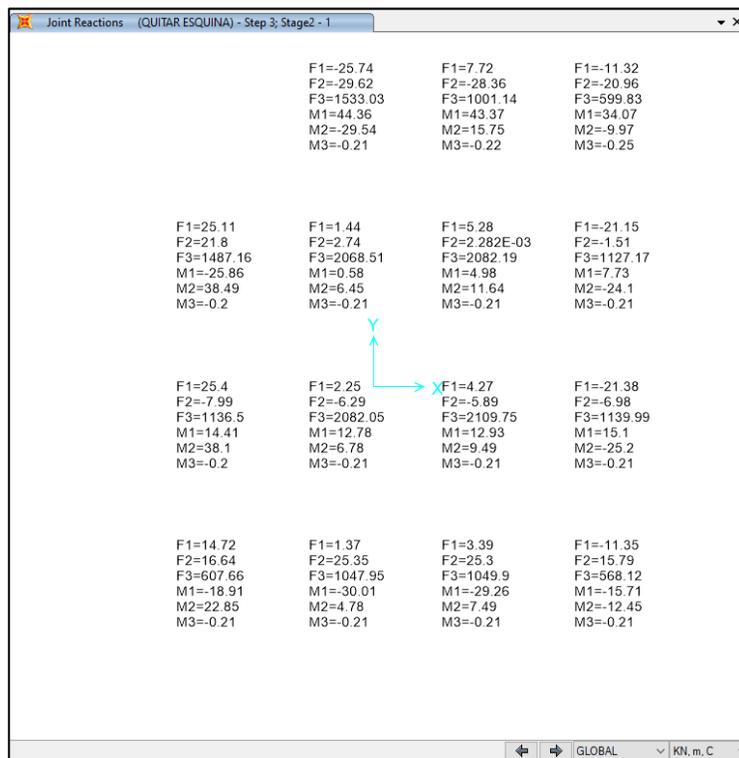


Fig. 4-27 Reacciones en la estructura por el experimento 1 (Elaboración propia)

En la Fig. 4-27 se puede ver como la reacción del pilar retirado se redistribuye en su mayoría a los dos pilares cercanos (A2 y B1).

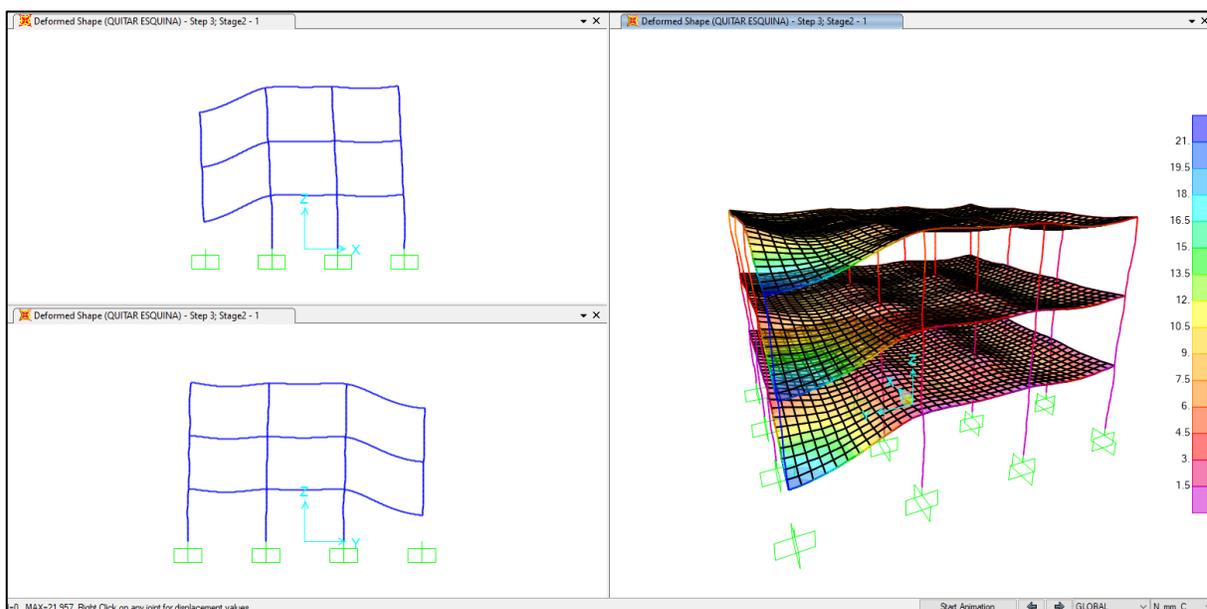


Fig. 4-28 Deformaciones de la estructura para el experimento 1 (Elaboración propia)

Como es de esperarse la deformación de la estructura se vuelve mayor en la zona del pilar retirado propia de una viga en voladizo, se aprecia en la Fig. 4-28

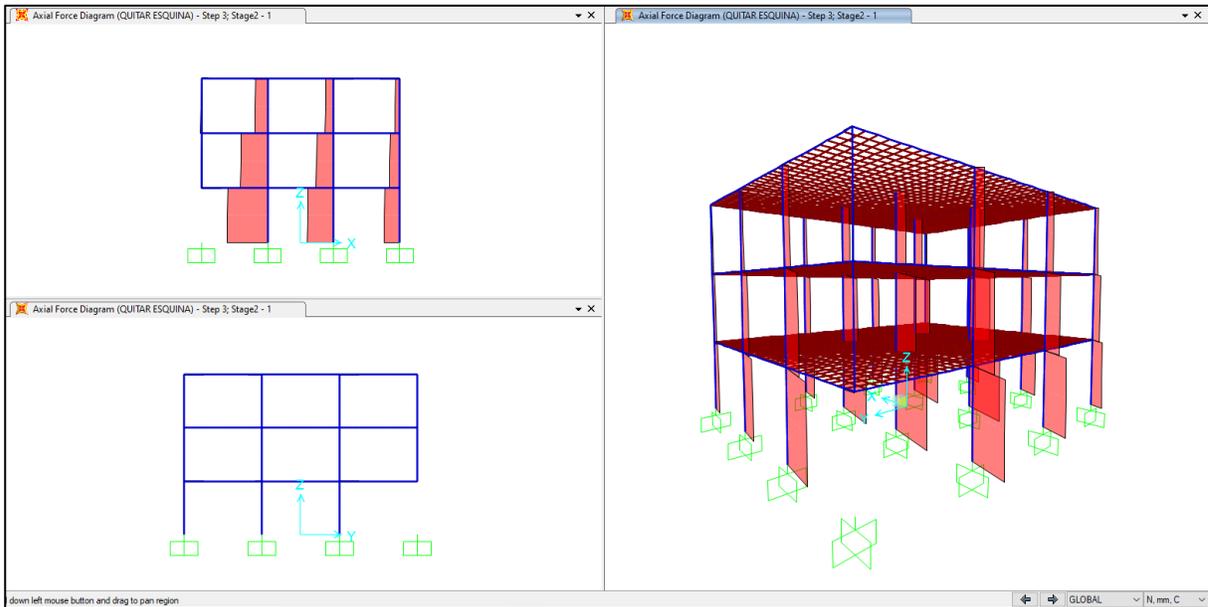


Fig. 4-29 Esfuerzos axiales para el experimento 1 (Elaboración propia)

Respecto a los esfuerzos axiales se confirma que el camino de redistribución de cargas es en dirección de los pilares más cercanos, también es de observar que no hay un gran esfuerzo de tracción en lo que queda de pilar A1, como se observa en la Fig. 4-29.

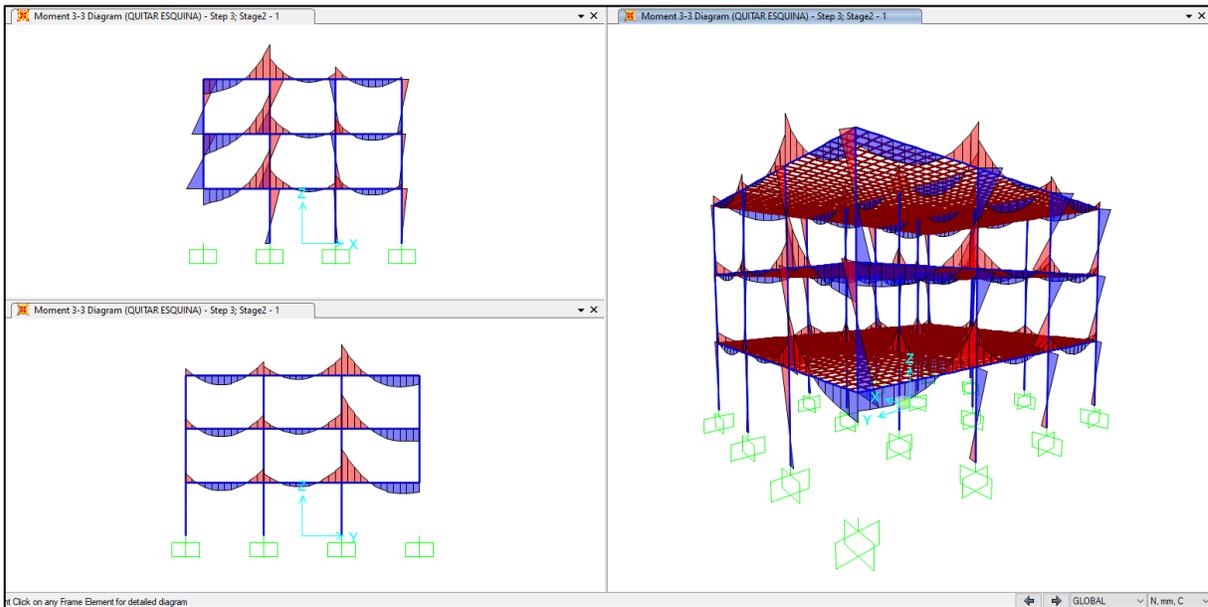


Fig. 4-30 Esfuerzos de flexión para el experimento 1 (Elaboración propia)

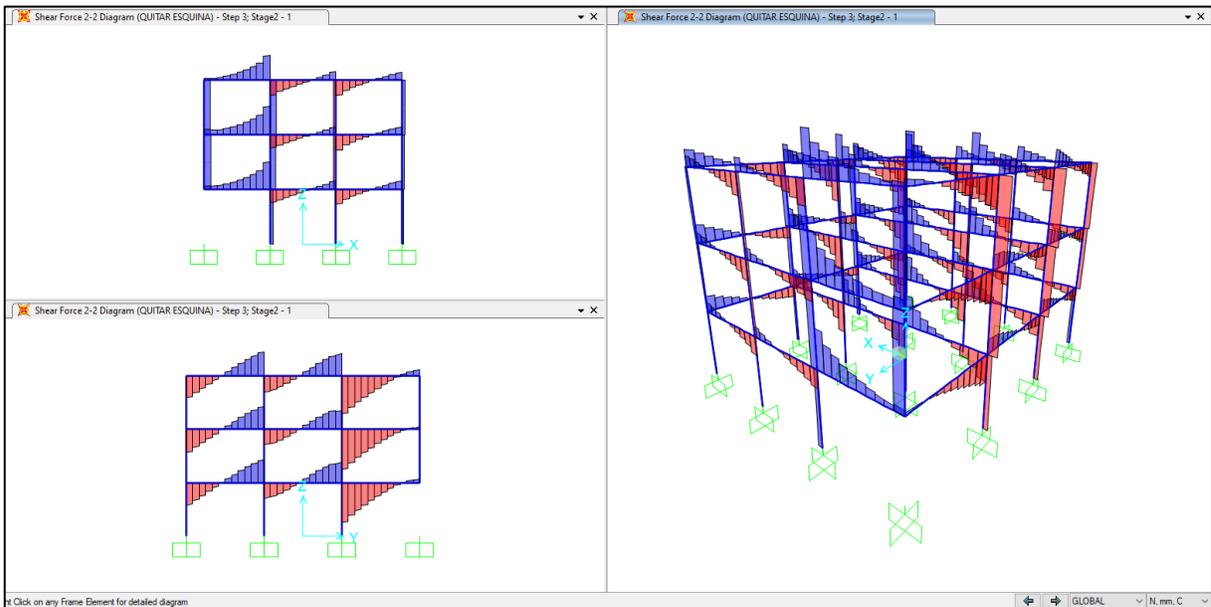


Fig. 4-31 Esfuerzos de cortante para el experimento 1 (Elaboración propia)

De la Fig. 4-30 y Fig. 4-31 se pueden observar los siguientes comportamientos;

- No se observa comportamiento de viga en voladizo (el esfuerzo de flexión y cortante en la viga en su zona no apoyada no es nulo)
- Se observan esfuerzos de flexión positiva en la esquina de pérdida del pilar retirado.
- Se observa un esfuerzo cortante en lo que queda del pilar retirado.
- Las observaciones nombradas anteriormente se repiten en las plantas superiores.
- Se observa inversión de esfuerzos de flexión en la zona de pérdida del pilar retirado.

Estos comportamientos nos muestran que uno de los mecanismos resistentes es una vierendeel en voladizo formada por los elementos que quedan sobre el pilar retirado y que la otra parte de la estructura que no se ve afectada directamente está siendo el soporte de esta gran viga en voladizo.

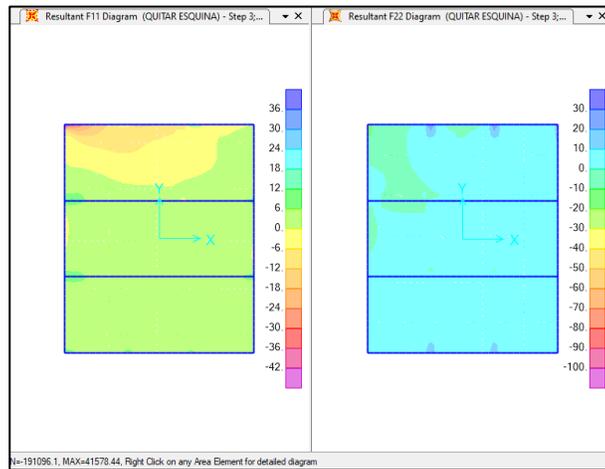


Fig. 4-32 Esfuerzos axiales en la losa de la primera planta para el experimento 1 (Elaboración propia)

En la Fig. 4-32 se aprecia como aparecen esfuerzos de tracción cercanos a la zona del colapso, en dirección horizontal de mayor intensidad comparados con los que aparecen perpendicularmente.

Podemos concluir que el mecanismo resistente principal en el experimento 1 es una viga vierendeel en voladizo. Los elementos a los que más se les redistribuye carga son los pilares cercanos (A2 y B1), mientras que la losa muestra que se generan tracciones, brindando soporte. También se aprecia el camino alternativo de carga hacia los pilares más cercanos.

4.2.2 Análisis experimento 2

Usando las siguientes figuras (Fig. 4-33 a la Fig. 4-38) y las obtenidas del modelo sin retirar ningún pilar (Fig. 4-22 a la Fig. 4-26) se procederá a realizar un análisis de los posibles mecanismos resistentes frente al colapso progresivo;

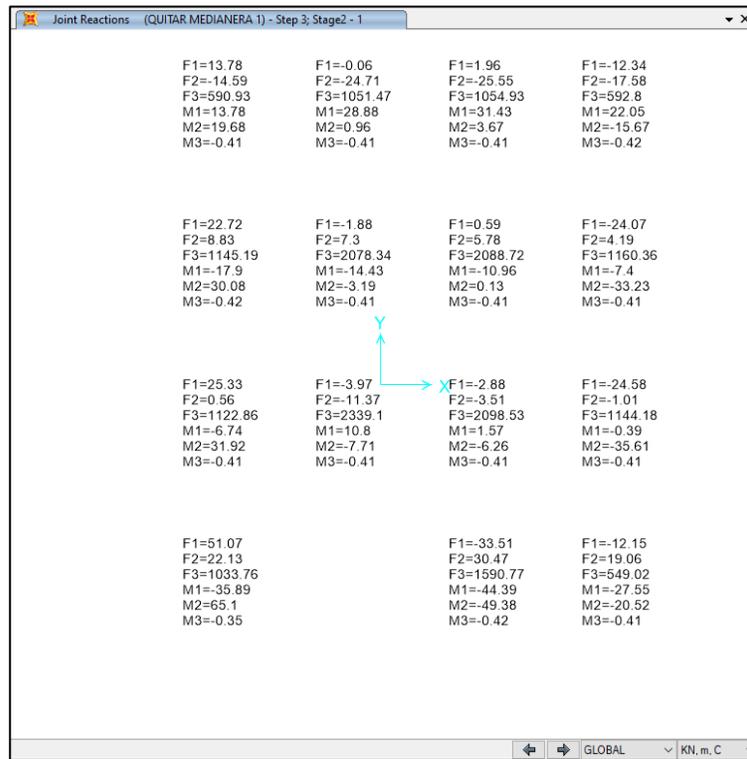


Fig. 4-33 Reacciones en la estructura por el experimento 2 (Elaboración propia)

En la Fig. 4-33 se puede ver como la reacción del pilar retirado se redistribuye en su mayoría a los dos pilares cercanos (A4 y C4) y un pequeño porcentaje al pilar (B3)

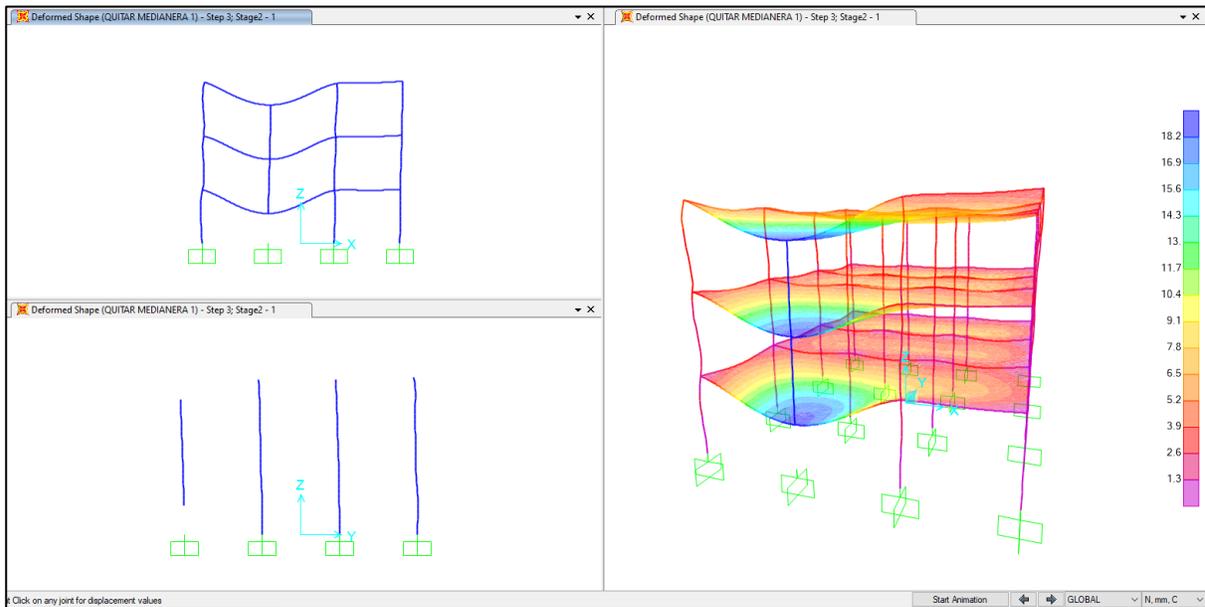


Fig. 4-34 Deformaciones de la estructura para el experimento 2 (Elaboración propia)

Como es de esperarse la deformación de la estructura se vuelve mayor en la zona del pilar retirado dando como resultado la deformación de tipo catenaria, se aprecia en la Fig. 4-34

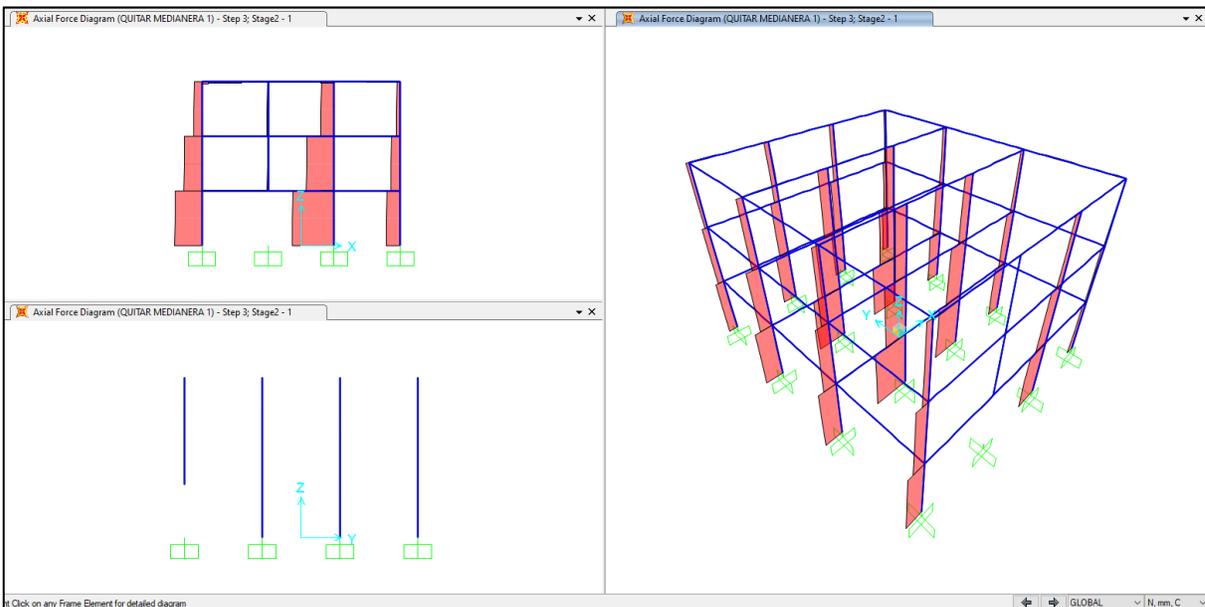


Fig. 4-35 Esfuerzos axiales para el experimento 2 (Elaboración propia)

Respecto a los esfuerzos axiales se confirma que el camino de redistribución de cargas es en dirección de los pilares más cercanos, también es de observar que no hay un gran esfuerzo de tracción en lo que queda de pilar B4, como se observa en la Fig. 4-35.

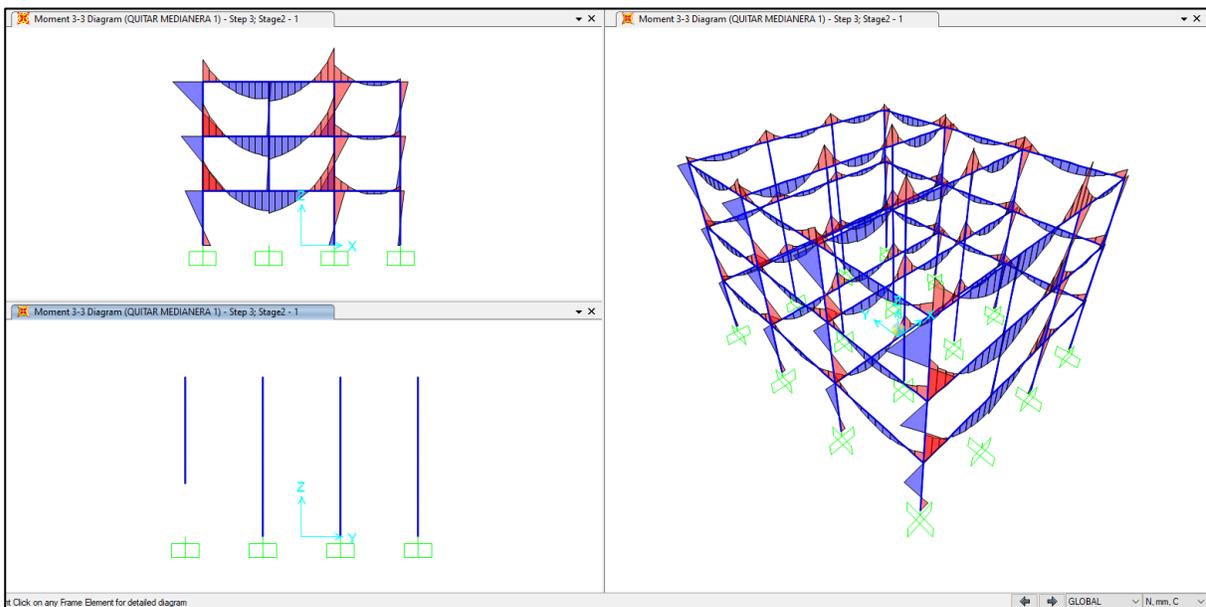


Fig. 4-36 Esfuerzos de flexión para el experimento 2 (Elaboración propia)

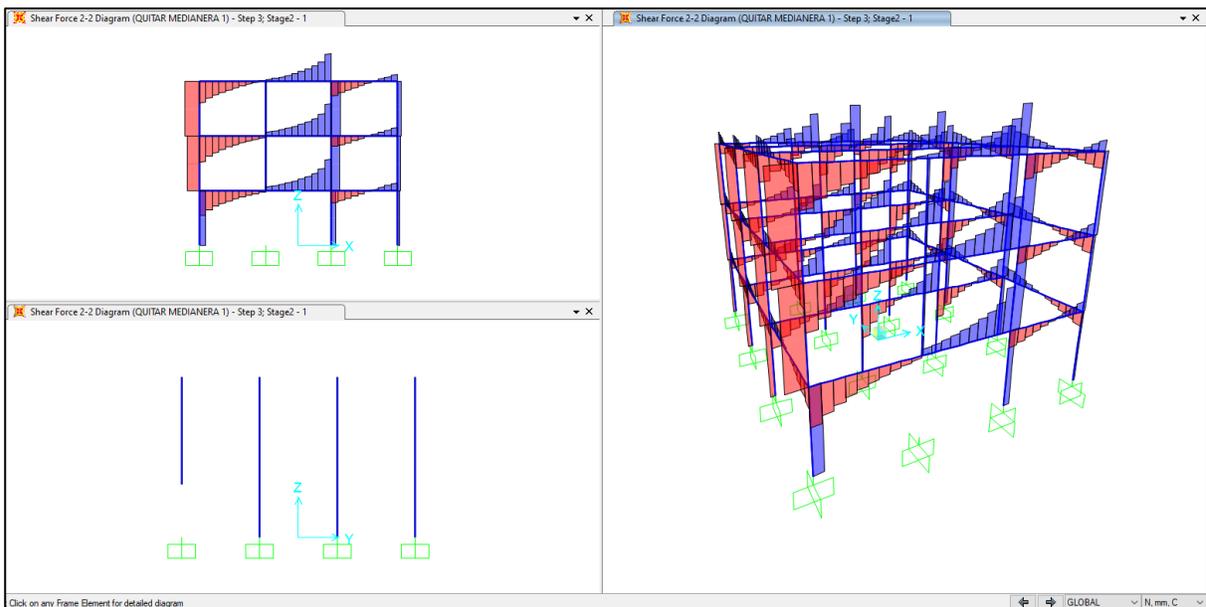


Fig. 4-37 Esfuerzos de cortante para el experimento 2 (Elaboración propia)

De la Fig. 4-36 y Fig. 4-37 se pueden observar los siguientes comportamientos;

- Se observa comportamiento de viga apoyada y restringida en sus dos extremos.
- Se observan esfuerzos de flexión positiva en la parte superior de pérdida del pilar retirado.

- Se observa un esfuerzo cortante nulo en la parte superior de pérdida del pilar retirado.
- Las observaciones nombradas anteriormente se repiten en las plantas superiores.
- Se observa inversión de esfuerzos de flexión en la zona de pérdida del pilar retirado.

Estos comportamientos nos muestran que uno de los mecanismos resistentes es una viga viendeel apoyada en sus dos extremos formada por los elementos que quedan sobre el pilar retirado y las otras partes de la estructura que no se ve afectada directamente está siendo el soporte de esta viga.

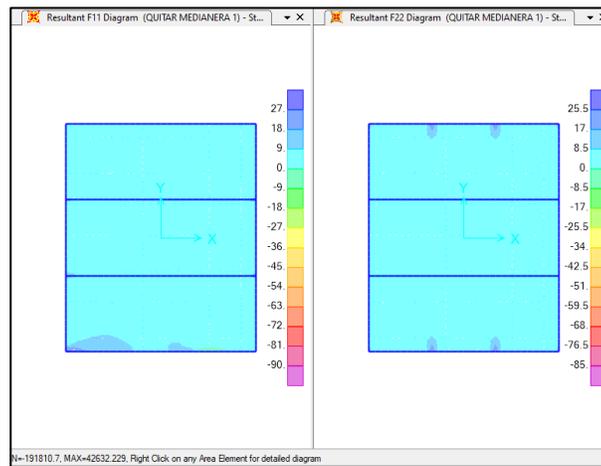


Fig. 4-38 Esfuerzos axiales en la losa de la primera planta para el experimento 2 (Elaboración propia)

En la Fig. 4-38 se aprecia como aparecen pequeños esfuerzos de tracción cercanos a la zona del colapso en las dos direcciones.

Podemos concluir que el mecanismo resistente principal en el experimento 2 es una viga viendeel doblemente apoyada, los elementos a los que más se les redistribuye carga son los pilares cercanos (A4 y C4), mientras que la losa muestra que se generan tracciones muy pequeñas. También se aprecia el camino alterno de carga hacia los pilares más cercanos.

4.2.3 Análisis experimento 3

Usando las siguientes figuras (Fig. 4-39 a la Fig. 4-44) y las obtenidas del modelo sin retirar ningún pilar (Fig. 4-22 a la Fig. 4-26) se procederá a realizar un análisis de los posibles mecanismos resistentes frente al colapso progresivo;

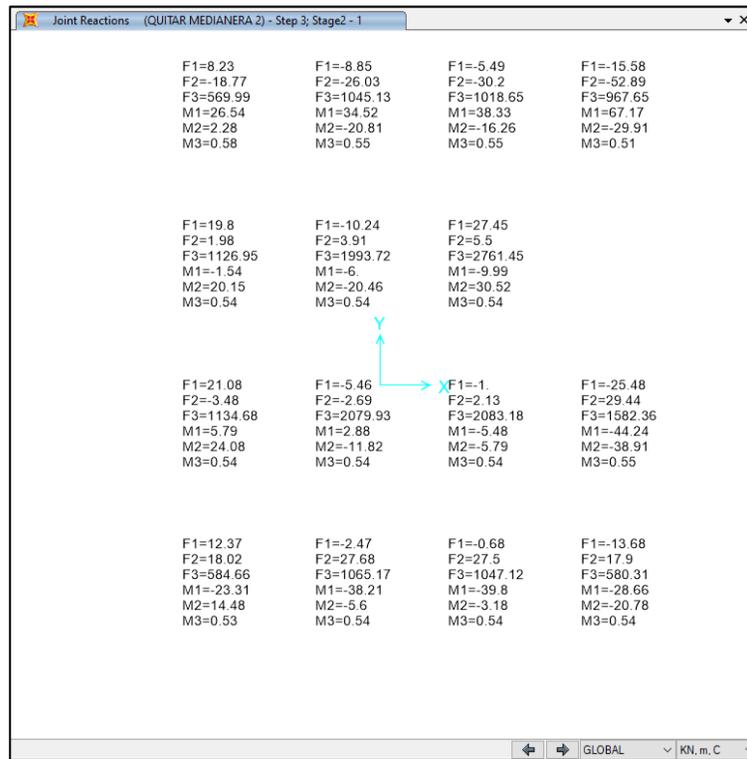


Fig. 4-39 Reacciones en la estructura por el experimento 3 (Elaboración propia)

En la Fig. 4-39 se puede ver como la reacción del pilar retirado se redistribuye en su mayoría a los dos pilares cercanos (D1, C2 y D3)

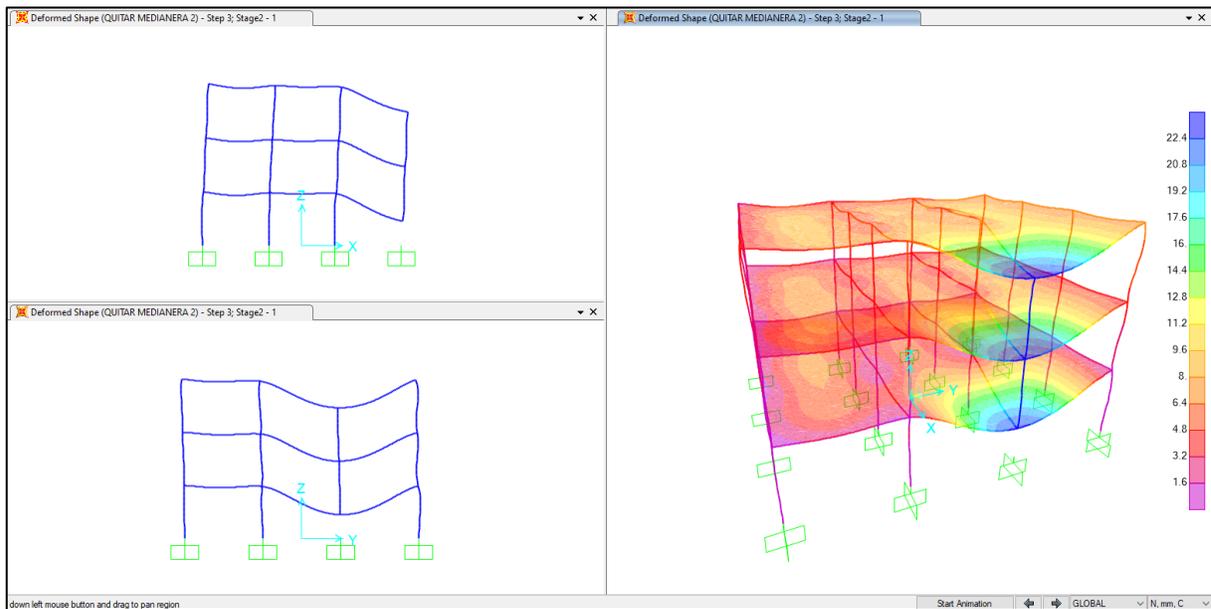


Fig. 4-40 Deformaciones de la estructura para el experimento 3 (Elaboración propia)

La deformación observada en la Fig. 4-40 tiene dos componentes la primera es la de una viga en voladizo si se observa sobre el plano del eje "2" y la de una catenaria si se observa sobre el eje del plano "D"

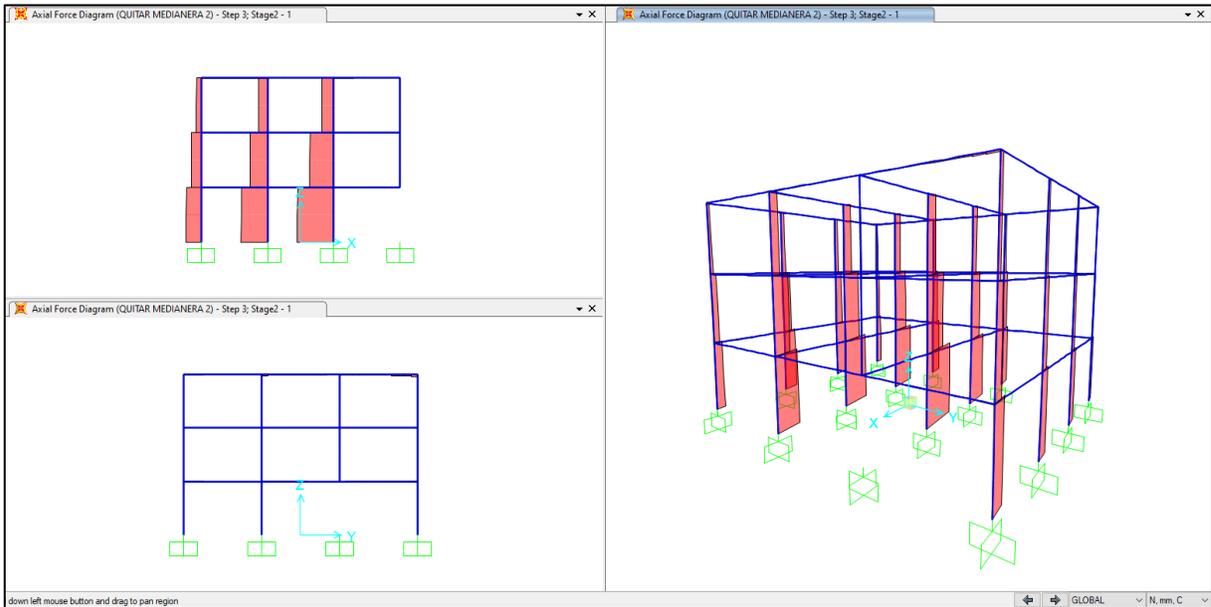


Fig. 4-41 Esfuerzos axiales para el experimento 3 (Elaboración propia)

Respecto a los esfuerzos axiales se confirma que el camino de redistribución de cargas es en dirección de los pilares más cercanos, también es de observar que no hay un gran esfuerzo de tracción en lo que queda de pilar D2, como se observa en la Fig. 4-41.

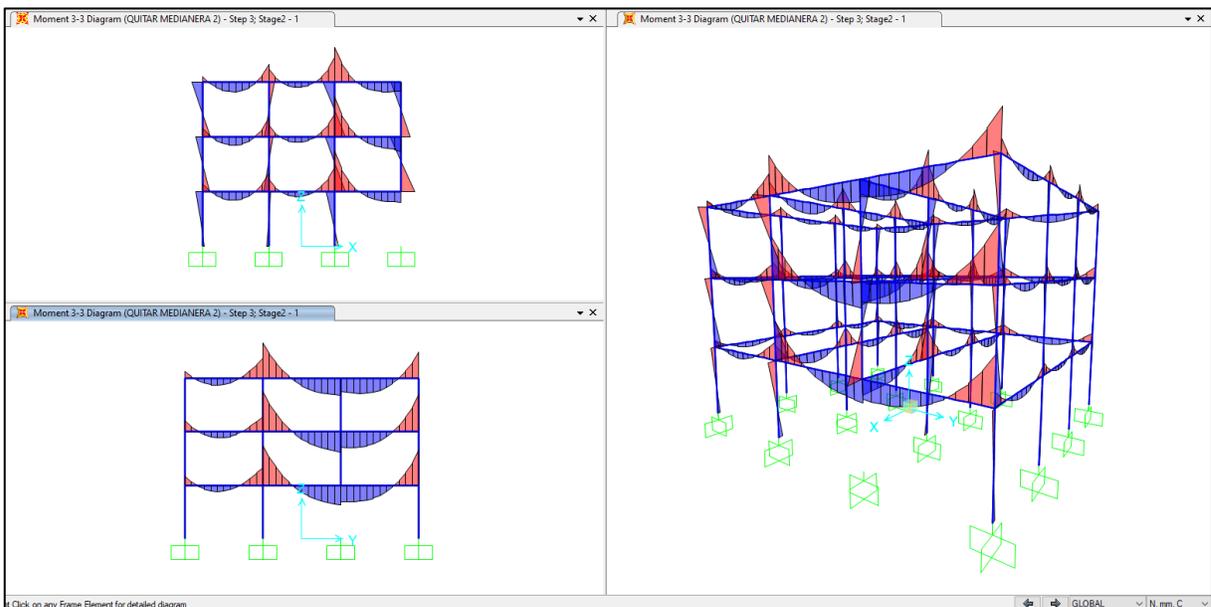


Fig. 4-42 Esfuerzos de flexión para el experimento 3 (Elaboración propia)

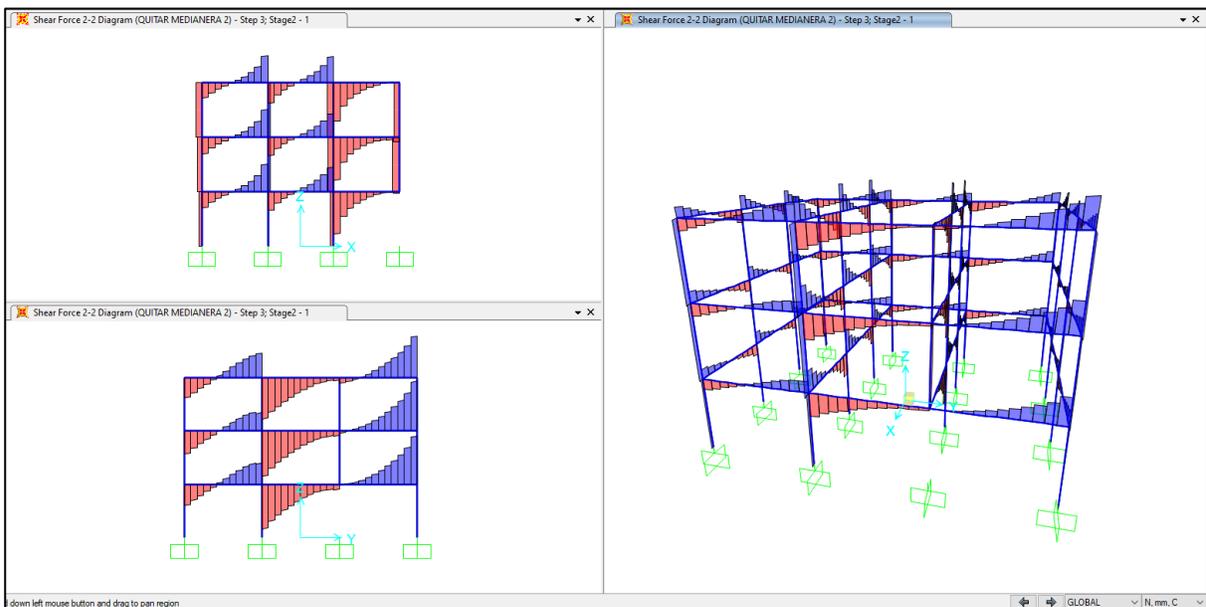


Fig. 4-43 Esfuerzos de cortante para el experimento 3 (Elaboración propia)

De la Fig. 4-42 y Fig. 4-43 se pueden observar los siguientes comportamientos;

Sobre el eje 2

- No se observa comportamiento de viga en voladizo (el esfuerzo de flexión y cortante en la viga en su zona no apoyada no es nulo)
- Se observan esfuerzos de flexión positiva en la esquina de pérdida del pilar retirado.
- Se observa un esfuerzo cortante en lo que queda del pilar retirado.
- Las observaciones nombradas anteriormente se repiten en las plantas superiores.
- Se observa inversión de esfuerzos de flexión en la zona de pérdida del pilar retirado.

Estos comportamientos nos muestran que uno de los mecanismos resistentes es una vierendeel en voladizo formada por los elementos que quedan sobre el pilar retirado y que la otra parte de la estructura que no se ve afectada directamente está siendo el soporte de esta gran viga en voladizo.

Sobre el eje D

- Se observa comportamiento de viga apoyada y restringida en sus dos extremos.
- Se observan esfuerzos de flexión positiva en la parte superior de pérdida del pilar retirado.
- Se observa un esfuerzo cortante nulo en la parte superior de pérdida del pilar retirado.
- Las observaciones nombradas anteriormente se repiten en las plantas superiores.

- Se observa inversión de esfuerzos de flexión en la zona de pérdida del pilar retirado.

Estos comportamientos nos muestran que uno de los mecanismos resistentes es una viga vierendeel apoyada en sus dos extremos formada por los elementos que quedan sobre el pilar retirado y las otras partes de la estructura que no se ve afectada directamente está siendo el soporte de esta viga.

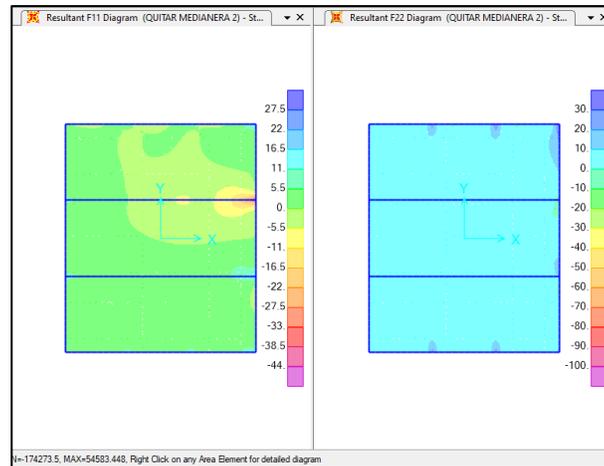


Fig. 4-44 Esfuerzos axiales en la losa de la primera planta para el experimento 3 (Elaboración propia)

En la Fig. 4-44 se aprecia como aparecen esfuerzos de tracción cercanos a la zona del colapso, en dirección horizontal de mayor intensidad comparados con los que aparecen perpendicularmente.

Podemos concluir que el mecanismo resistente principal en el experimento 3 es una viga vierendeel doblemente apoyada en el sentido del eje “D” y otra viga vierendeel en voladizo en el plano del eje 2, los elementos a los que más se les redistribuye carga son los pilares cercanos (D1, C2 y D3), mientras que la losa muestra que se generan tracciones, brindando soporte. También se aprecia el camino alterno de carga hacia los pilares más cercanos.

4.2.4 Análisis experimento 4

Usando las siguientes figuras (Fig. 4-45 a la Fig. 4-50) y las obtenidas del modelo sin retirar ningún pilar (Fig. 4-22 a la Fig. 4-26) se procederá a realizar un análisis de los posibles mecanismos resistentes frente al colapso progresivo;

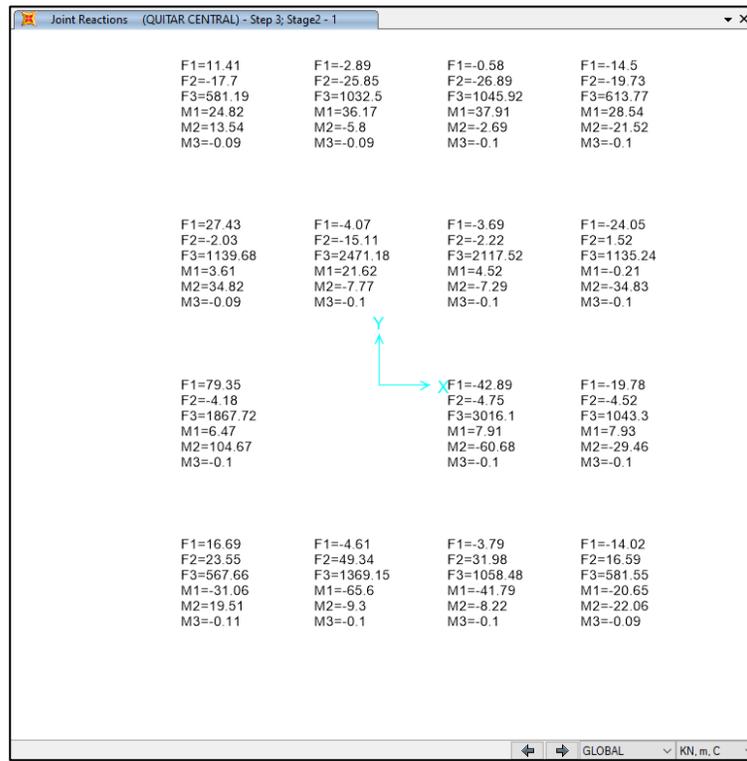


Fig. 4-45 Reacciones en la estructura por el experimento 4 (Elaboración propia)

En la Fig. 2-24 se puede ver como la reacción del pilar retirado se redistribuye en su mayoría a los dos pilares cercanos (A3 y C3) y un pequeño porcentaje a los pilares (B2 y B4).

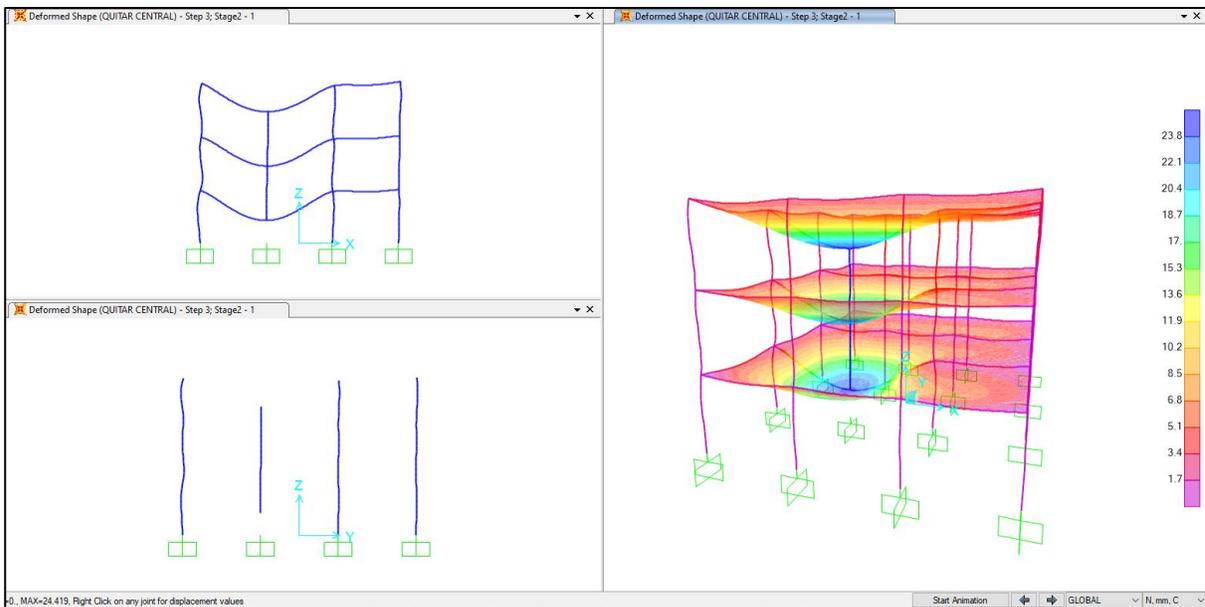


Fig. 4-46 Deformaciones de la estructura para el experimento 4 (Elaboración propia)

Como es de esperarse la deformación de la estructura se vuelve mayor en la zona del pilar retirado dando como resultado la deformación de tipo catenaria, se aprecia en la Fig. 4-46.

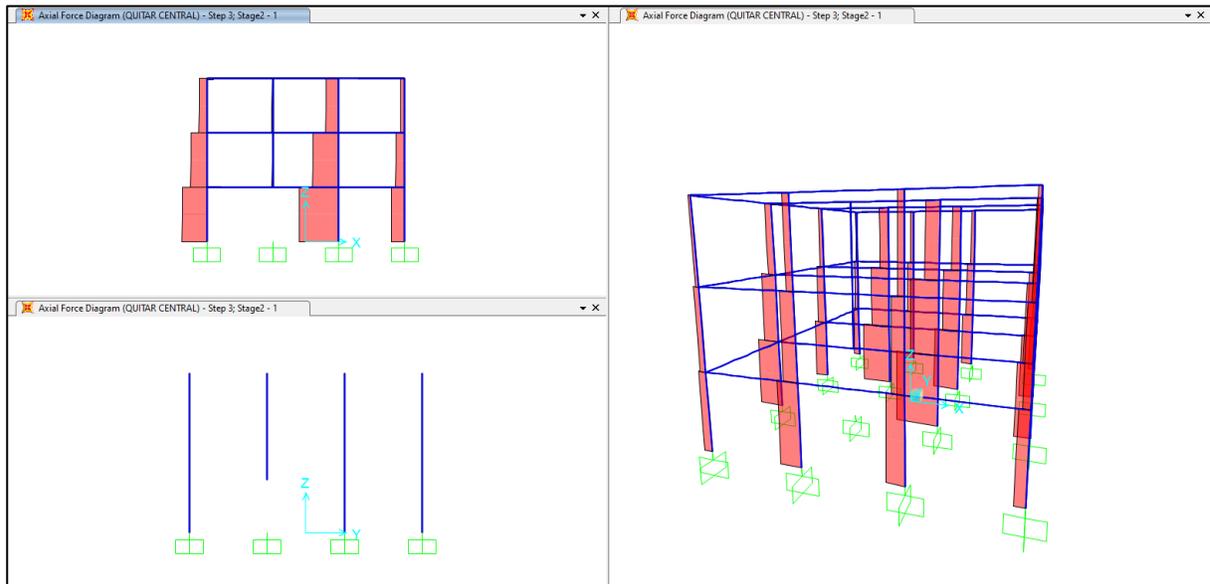


Fig. 4-47 Esfuerzos axiales para el experimento 4 (Elaboración propia)

De la Fig. 4-45 y Fig. 4-47 podemos observar cómo hay una redistribución de esfuerzos axiales en los pilares, tal como sería lógico, aunque también es de observar que no se observa ningún esfuerzo significativo en lo que queda de pilar B3.

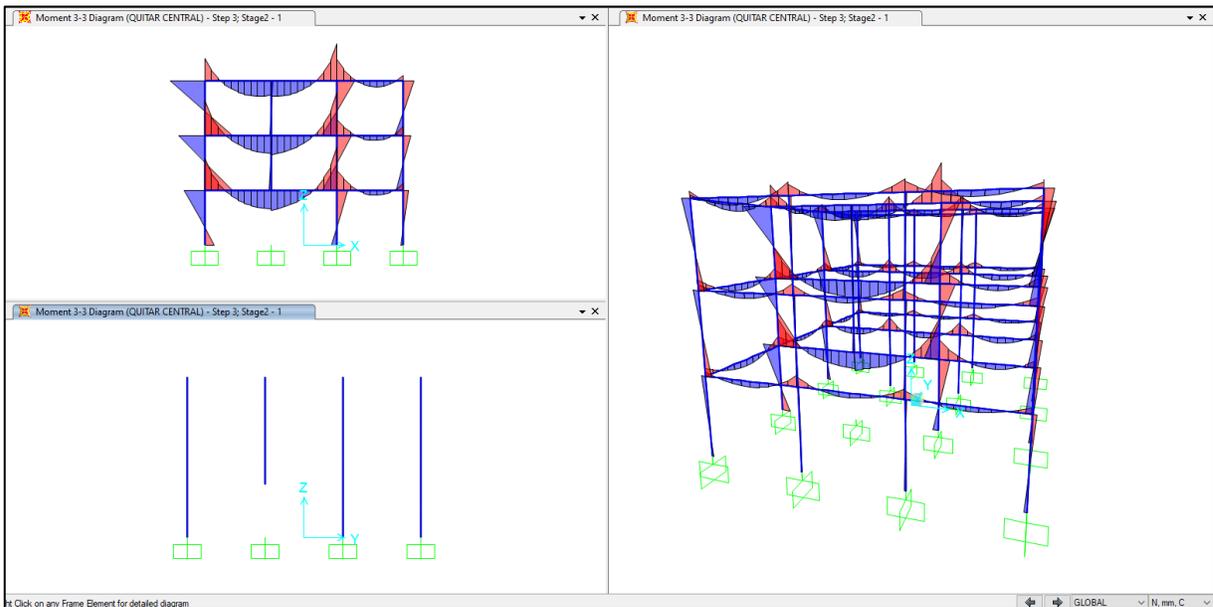


Fig. 4-48 Esfuerzos de flexión para el experimento 4 (Elaboración propia)

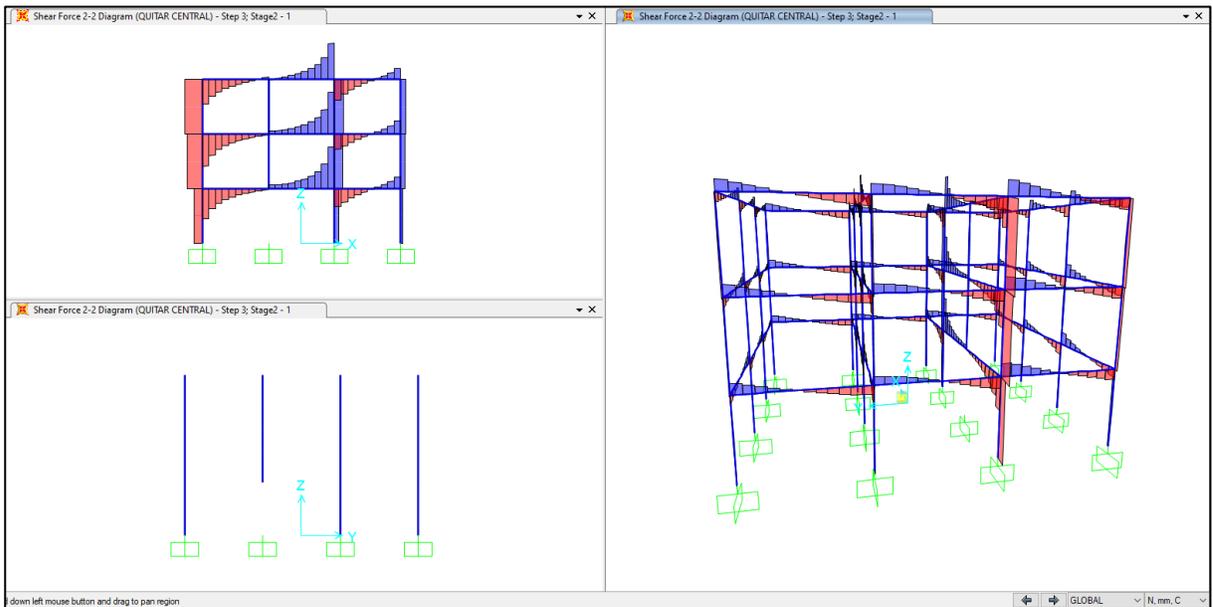


Fig. 4-49 Esfuerzos de cortante para el experimento 4 (Elaboración propia)

De la Fig. 4-48 y Fig. 4-49 se pueden observar los siguientes comportamientos;

- Se observa comportamiento de viga apoyada y restringida en sus dos extremos.
- Se observan esfuerzos de flexión positiva en la parte superior de pérdida del pilar retirado.

- Se observa un esfuerzo cortante nulo en la parte superior de pérdida del pilar retirado.
- Las observaciones nombradas anteriormente se repiten en las plantas superiores.
- Se observa inversión de esfuerzos de flexión en la zona de pérdida del pilar retirado.

Estos comportamientos nos muestran que uno de los mecanismos resistentes es una viga viendeel apoyada en sus dos extremos formada por los elementos que quedan sobre el pilar retirado y las otras partes de la estructura que no se ve afectada directamente está siendo el soporte de esta viga.

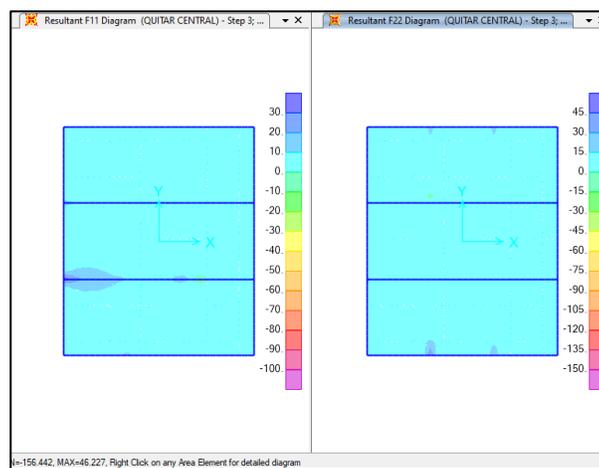


Fig. 4-50 Esfuerzos axiales en la losa de la primera planta para el experimento 4 (Elaboración propia)

En la Fig. 4-50 se aprecia como aparecen pequeños esfuerzos de tracción cercanos a la zona del colapso en las dos direcciones.

Podemos concluir que el mecanismo resistente principal en el experimento 4 es una viga viendeel doblemente apoyada, los elementos a los que más se les redistribuye carga son los pilares cercanos (A3 y C3), mientras que la losa muestra que se generan tracciones muy pequeñas. También se aprecia el camino alterno de carga hacia los pilares más cercanos.

4.2.5 Conclusiones del análisis de mecanismos resistentes frente a colapso progresivo

Los mecanismos resistentes observados en los cuatro experimentos se presentan en la Tabla 4.5, en la tabla se pueden apreciar que los experimentos 2 y 4 desarrollan los mismos mecanismos resistentes, así como también el experimento 3 es el que desarrolla más mecanismos resistentes y también se puede observar que los experimentos 1 y 3 desarrollan mecanismos resistentes en los dos sentidos es de resaltar que en estos dos experimentos es donde mejor se observa el aporte de la losa.

Tabla 4.5 Mecanismos resistentes en los cuatro experimentos propuestos (Elaboración propia)

Experimento	Mecanismos resistentes
1	Viga Vierendeel en voladizo en los dos sentidos Losa en tracción
2	Viga Vierendeel Catenaria Losa en tracción
3	Viga Vierendeel en voladizo en el plano del eje "2" Viga Vierendeel en el plano del eje "D" Catenaria Losa en tracción
4	Viga Vierendeel Catenaria Losa en tracción

4.3 Monitorización

En esta sección se presenta la instrumentación propuesta concorde a lo analizado en la Tabla 4.5, así como también se presenta la instrumentación utilizada, los montajes para captar diversos tipos de esfuerzos y finalmente los planos de monitorización de los cuatro experimentos de gran importancia para la realización de los experimentos.

La metodología para disponer de la instrumentación consistió en revisar el mecanismo resistente y revisar la instrumentación y los montajes dispuestos para captar dichos esfuerzos. Con esto se realiza una propuesta de monitorización para el experimento.

4.3.1 Instrumentación

Instrumentos de medición a usar

- Acelerómetro (AA)
- LVDT
- Galga (sg)
- Sensor de fibra óptica (FOS)

Instrumentos de medición disponible

En la Tabla 4.6 se resumen los equipos disponibles para monitorizar cada uno de los experimentos;

Tabla 4.6 Instrumentación disponible (Elaboración propia)

Instrumento	Disponibles
Acelerómetro	2
LVDT's	38
Galga	Solo se pueden disponer de 40 que son los canales que soporta la consola
Sensores de fibra óptica	3

Premisas básicas

Los datos más importantes se monitorizarán por duplicado por tal razón los dos acelerómetros que tienen serán dispuestos en el mismo lugar (la parte superior del pilar a eliminar en cada experimento).

Captar los desplazamientos horizontales generales en la edificación, en la Fig. 4-51 se muestra un ejemplo de cómo se van a captar dichos desplazamientos, en la

Tabla 4.7 se muestran los planteamientos para los cuatro experimentos.

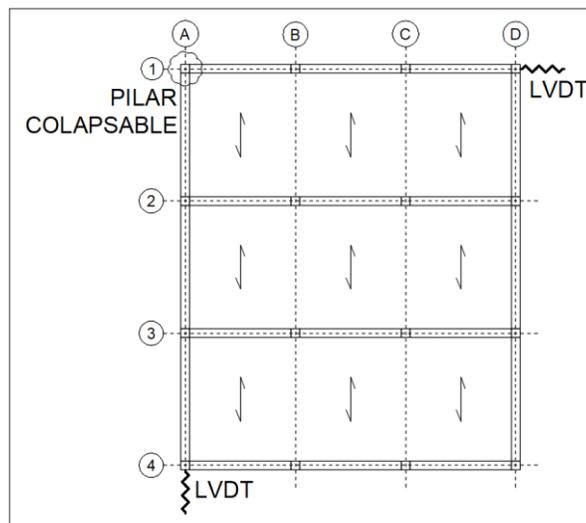


Fig. 4-51 Ejemplo de monitorización para desplazamientos generales (Elaboración propia)

Tabla 4.7 Ubicación LVDT's desplazamientos generales (Elaboración propia)

Experimento	Ubicación de LVDT
1	A4, D1
2	B1, D4
3	A2, D4
4	B1, D4

Esquema de instrumentación para medir esfuerzos de flexión en losa de compresión

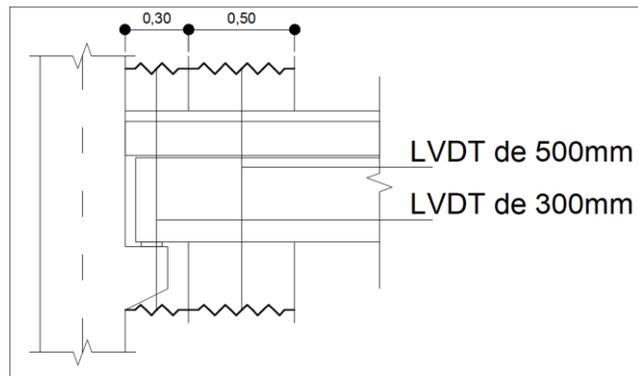


Fig. 4-52 Ejemplo de monitorización para captar esfuerzos de flexión (Elaboración propia)

Esquema de instrumentación para medir esfuerzos de tracción en losa de compresión

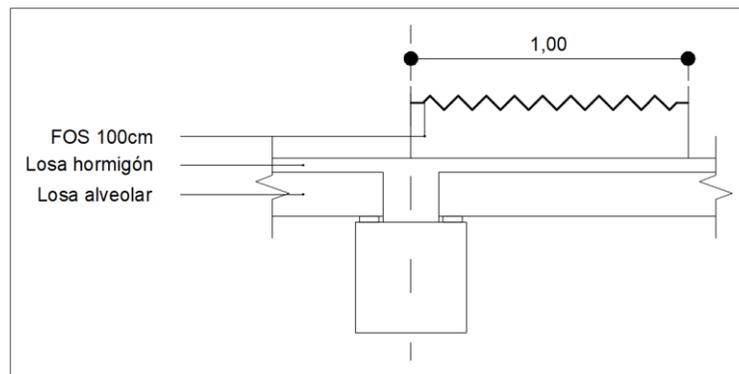


Fig. 4-53 Ejemplo de monitorización para captar esfuerzos de tracción en la losa de compresión (Elaboración propia)

Esquema de instrumentación para medir esfuerzos en pilares.

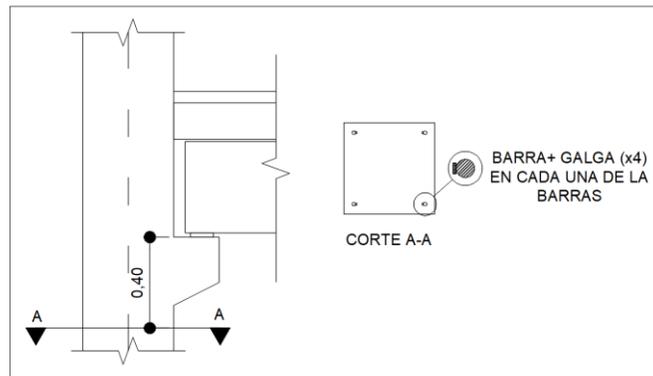


Fig. 4-54 Ejemplo de monitorización para captar esfuerzos en un pilar (Elaboración propia)

4.3.2 Planos de monitorización

A continuación, se presentan las convenciones y nomenclatura utilizadas en los planos de monitorización, así como también se muestran apartes de los planos. Los planos completos de monitorización se encuentran en el ANEJO 3.

Convenciones (símbolos usados y nomenclatura)

Tabla 4.8 Codificación de la instrumentación utilizada (Elaboración propia)

Instrumento	Codificación
Acelerómetro	ACC_(Pilar)_(Planta)(n°ACC)(Vertical – V o Horizontal – H)
LVDT's	LVDT_(Pilar)_(Planta)(n°LVDT)(Vertical – V o Horizontal – H)
Galga	Sg_(Pilar)_(Planta)(n°galga)
Sensores de fibra óptica	FOS_(Pilar)_(Planta)(n°FOS)(Vertical – V o Horizontal – H)



Fig. 4-55 Convenciones usadas en los planos de monitorización (Elaboración propia)

Experimento 1 (Pilar colapsable A1)

Para medir la deformación verticales de la estructura en el sector directamente afectado se disponen de LVDT's tal como se observa en la Fig. 4-56 a la Fig. 4-57 y para medir la deformación horizontal en la estructura en general se disponen LVDT's en los pilares D1 y A4 tal como se muestra en la Fig. 4-58 a la Fig. 4-60. Cabe resaltar que en la Fig. 4-56 se dispone de 2 ACC para medir la correspondiente aceleración justo en la cabeza de del pilar colapsable.

Los mecanismos resistentes observados en los modelos son una viga vierendeel en voladizo para corroborar lo obtenido en el modelo se monitorizan a flexión cerca a los pilares A1, A2 y B1 los apoyos de las vigas, esto se desarrolla en su totalidad en la primera planta de la edificación, el esquema propuesto se observa en la Fig. 4-58, otro de los esfuerzos necesarios para corroborar el mecanismo de viga vierendeel en voladizo son los esfuerzos producidos en los pilares A1, A2 y B1 este esquema se puede observar en la Fig. 4-61.

En la Fig. 4-58 también se resalta la ubicación de los instrumentos FOS estos se disponen con la finalidad de recoger los datos de esfuerzos de tracción en la losa.

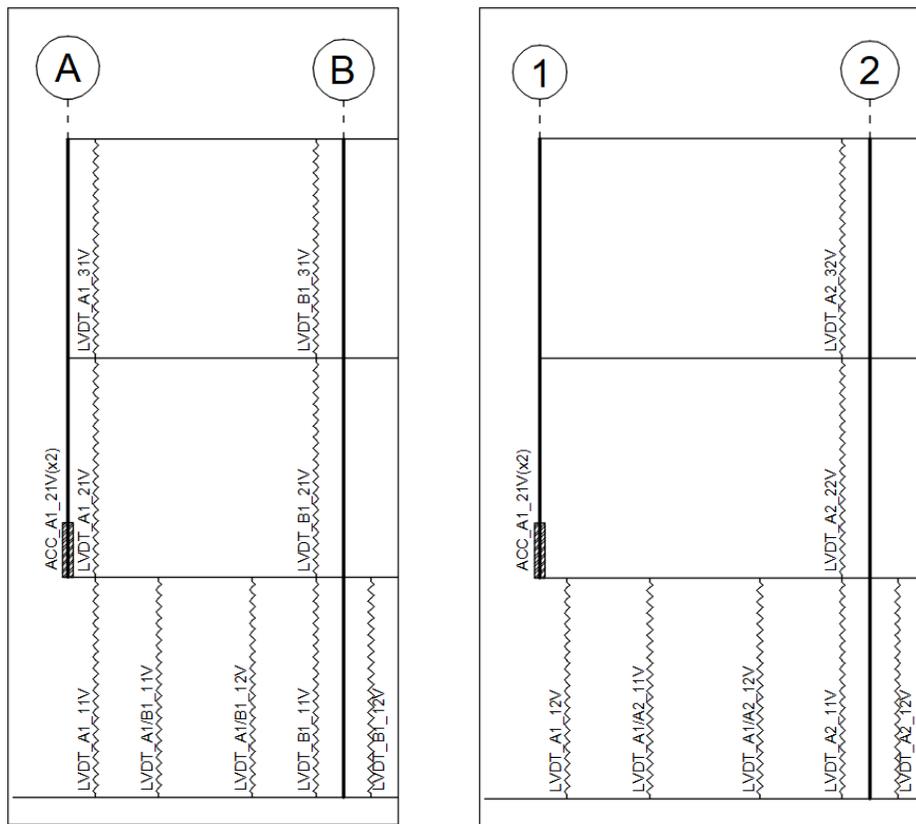


Fig. 4-56 Alzado de ubicación LVDT's verticales y ACC, en el experimento 1 (Elaboración propia)

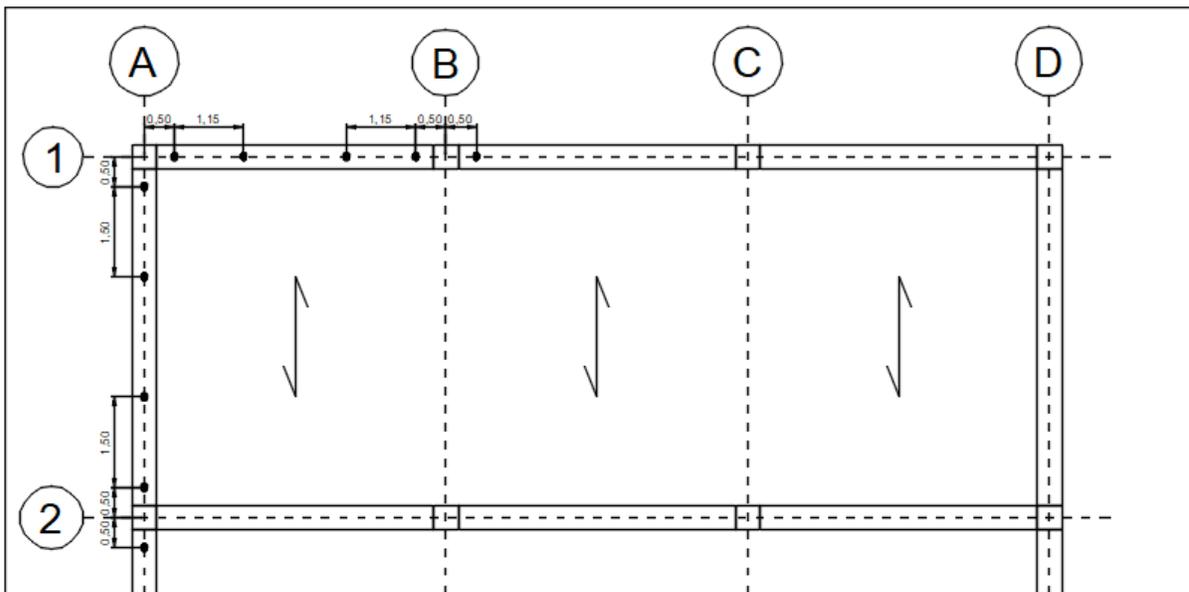


Fig. 4-57 Planta de ubicación LVDT's verticales en el experimento 1 (Elaboración propia)

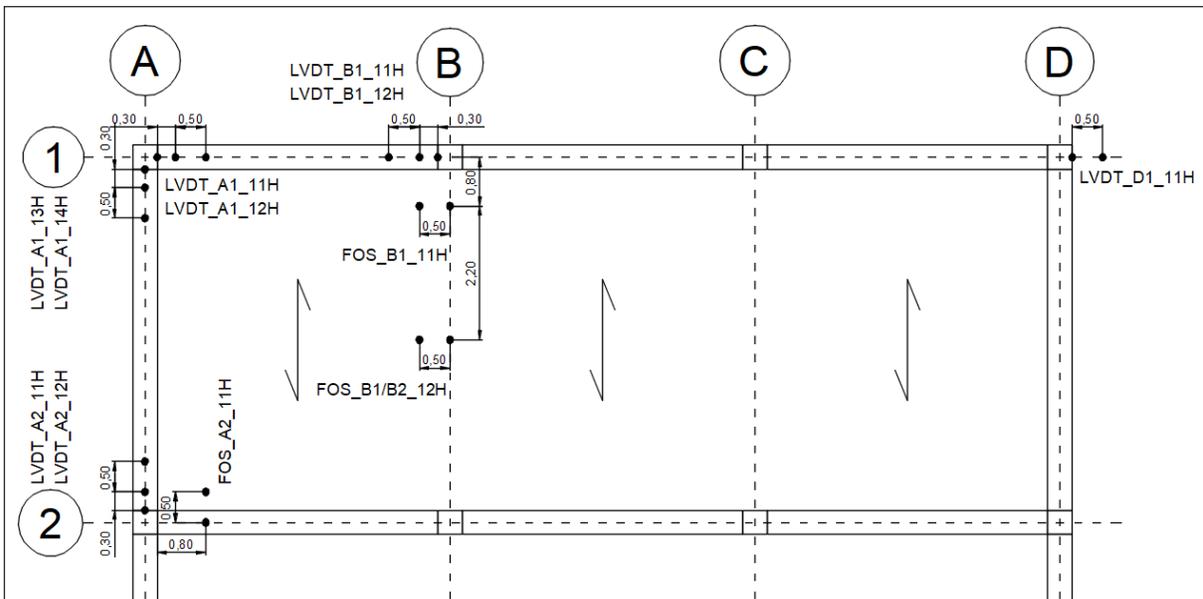


Fig. 4-58 Planta (Nivel 1) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 1 (Elaboración propia)

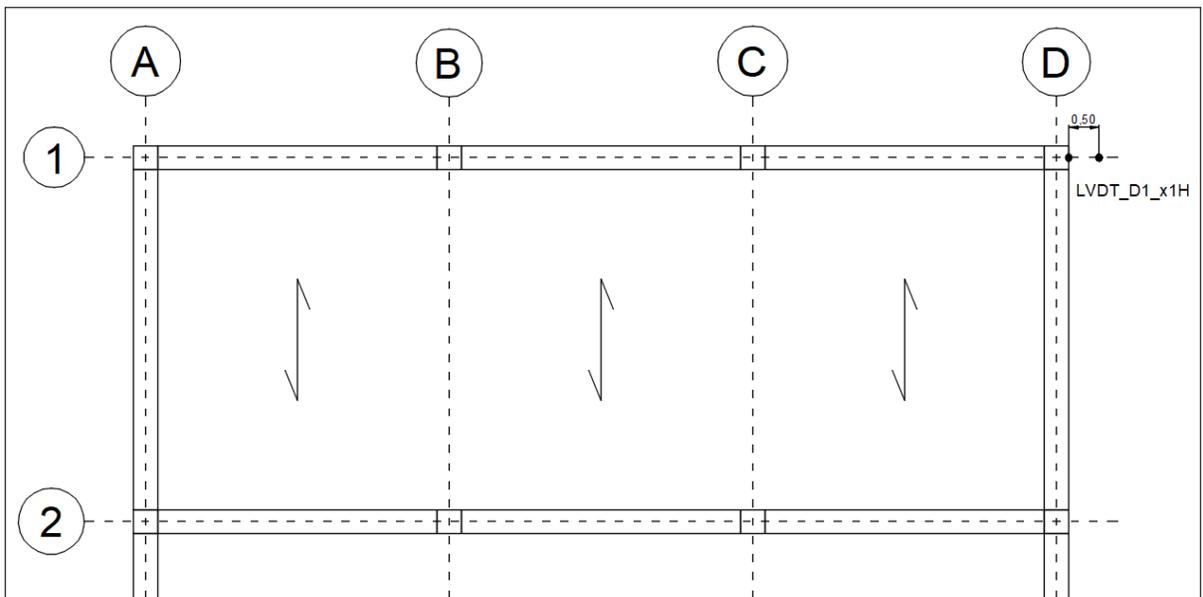


Fig. 4-59 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 1 (Elaboración propia)

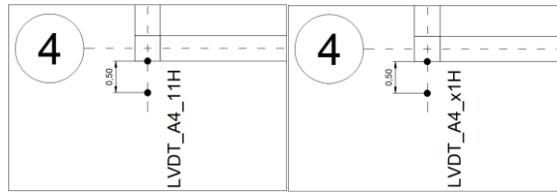


Fig. 4-60 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 1 (Elaboración propia)

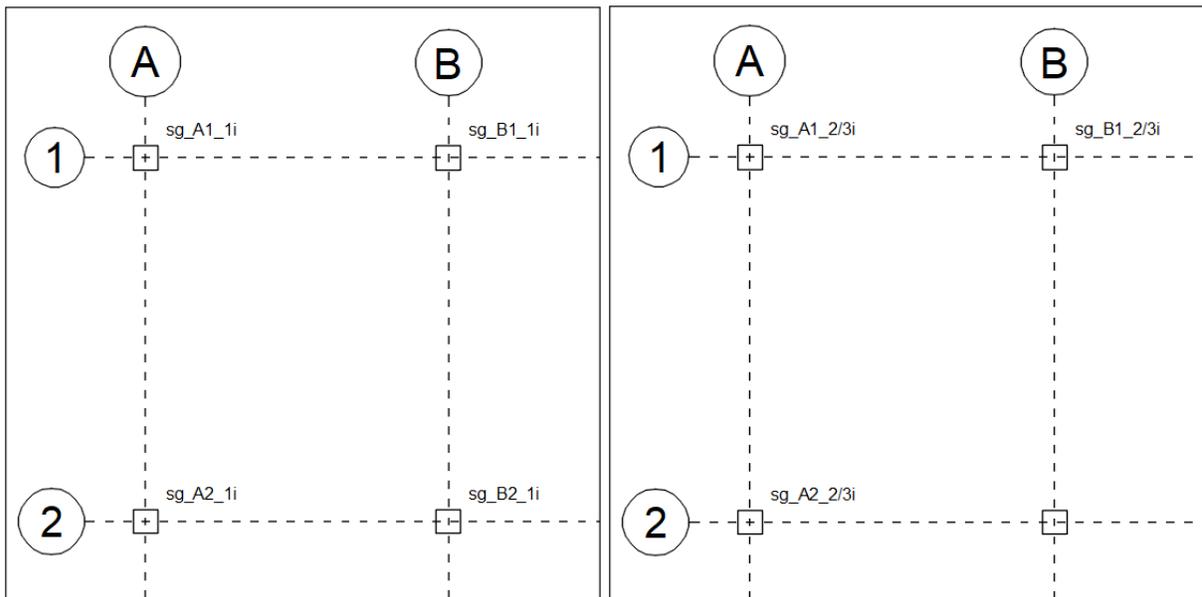


Fig. 4-61 Planta (Nivel 1, izquierda), (Nivel 2 y 3 derecha) de ubicación galgas en el experimento 1 (Elaboración propia)

Experimento 2 (Pilar colapsable B4)

Para medir la deformación vertical de la estructura en el sector directamente afectado se disponen de LVDT's tal como se observa en la Fig. 4-62 a la Fig. 4-63 y para medir la deformación horizontal en la estructura en general se disponen LVDT's en los pilares D4 y B1 tal como se muestra en la Fig. 4-65 y Fig. 4-66. Cabe resaltar que en la Fig. 4-62 se dispone de 2 ACC para medir la correspondiente aceleración justo en la cabeza de del pilar colapsable.

Los mecanismos resistentes observados en el modelos son una viga vierendeel para corroborar lo obtenido en el modelo se monitorizan a flexión cerca a los pilares A4, B4 y C4 los apoyos de las vigas, esto se desarrolla en su totalidad en la primera planta de la edificación, el esquema propuesto se observa en la Fig. 4-64, otro de los esfuerzos necesarios para corroborar el mecanismo de viga vierendeel son los esfuerzos producidos en los pilares A4, B4 y C4 este esquema se puede observar en la Fig. 4-67 a la Fig. 4-68.

En la Fig. 4-64 también se resalta la ubicación de los instrumentos FOS estos se disponen con la finalidad de recoger los datos de esfuerzos de tracción en la losa.

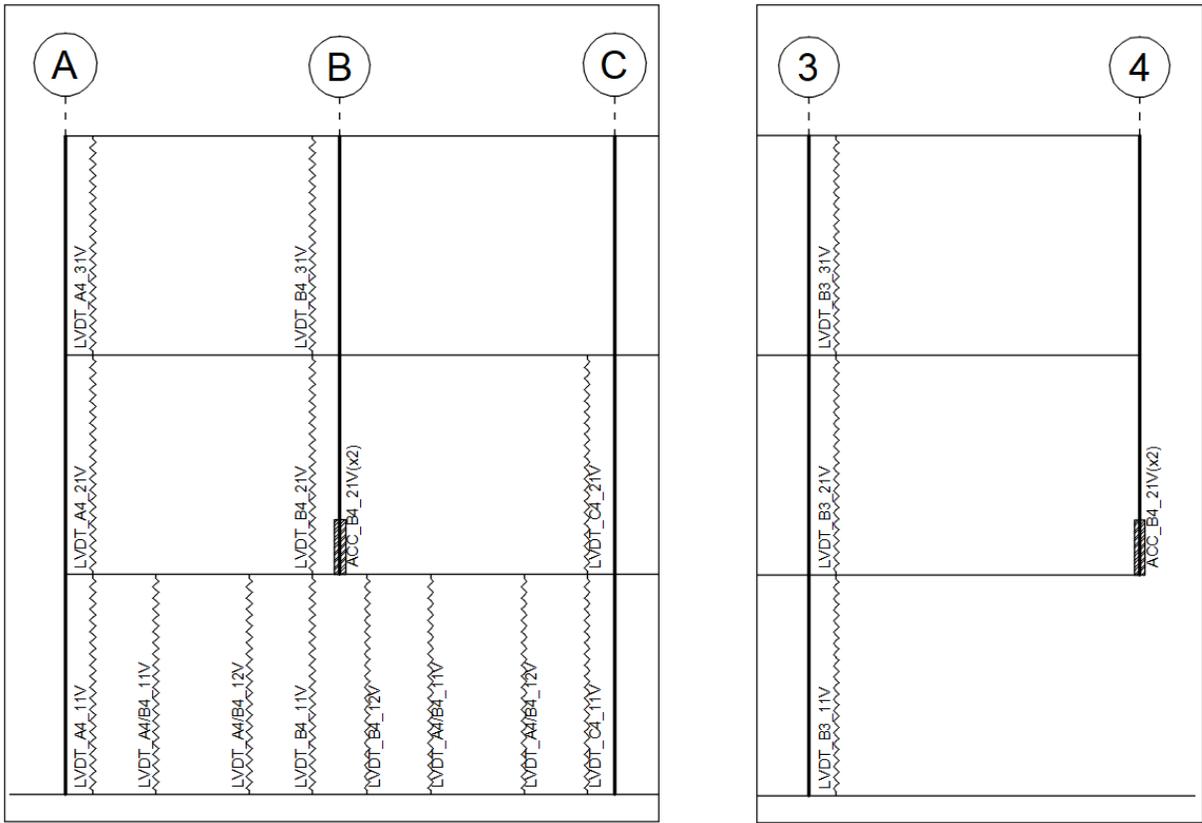


Fig. 4-62 Alzado de ubicación LVDT's verticales y ACC, en el experimento 2 (Elaboración propia)

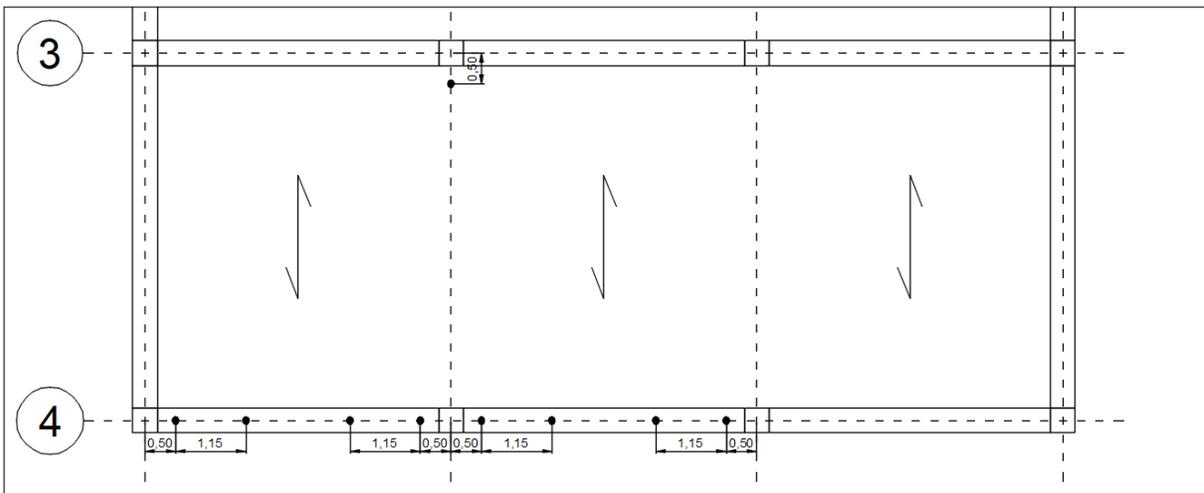


Fig. 4-63 Planta de ubicación LVDT's verticales en el experimento 2 (Elaboración propia)

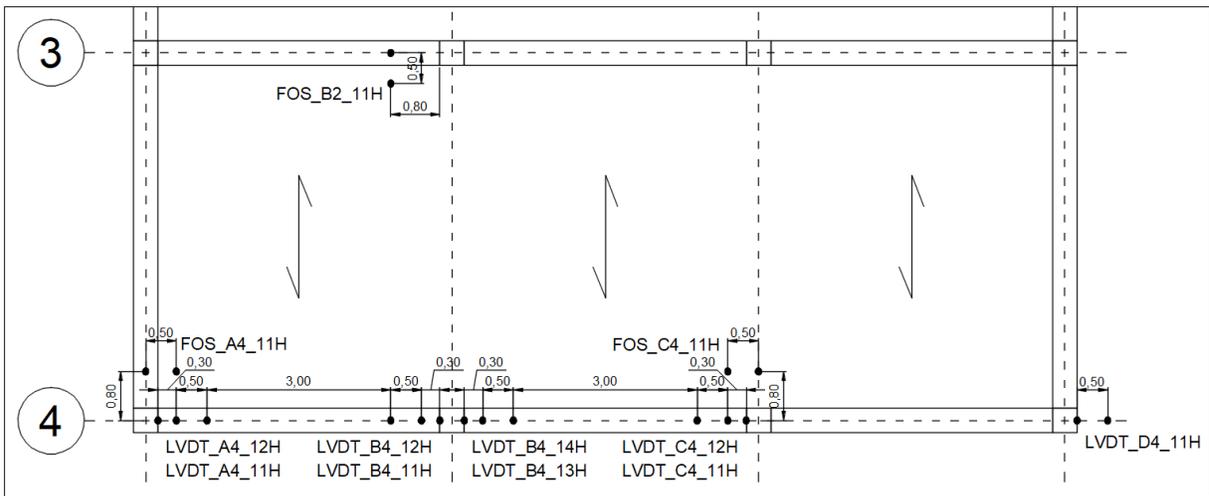


Fig. 4-64 Planta (Nivel 1) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 2 (Elaboración propia)

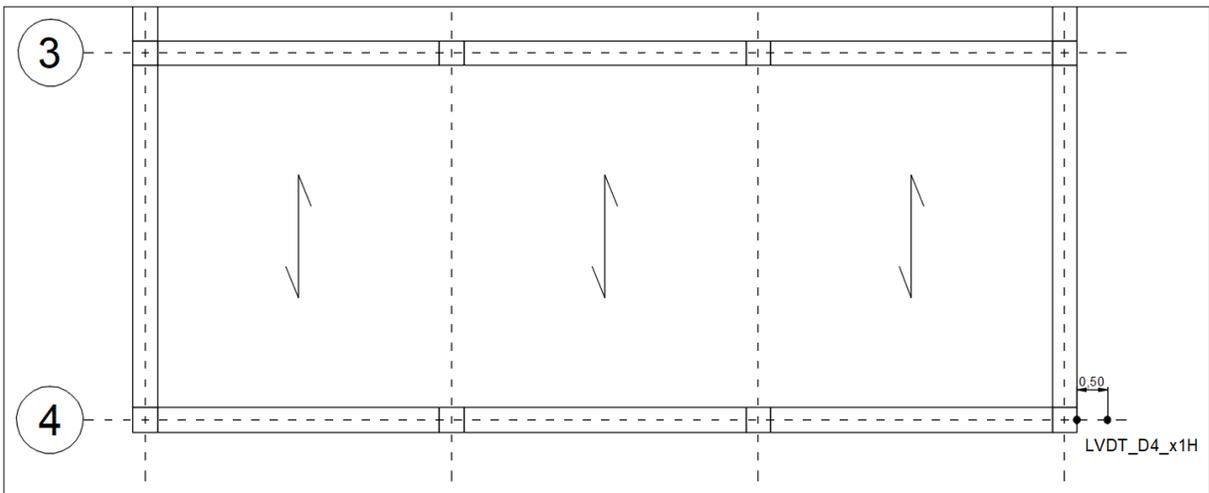


Fig. 4-65 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 2 (Elaboración propia)



Fig. 4-66 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 2 (Elaboración propia)

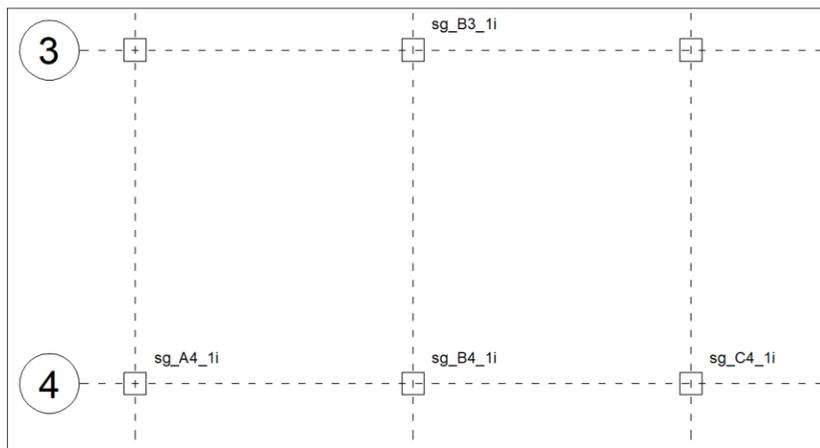


Fig. 4-67 Planta Nivel 1 de ubicación galgas en el experimento 2 (Elaboración propia)

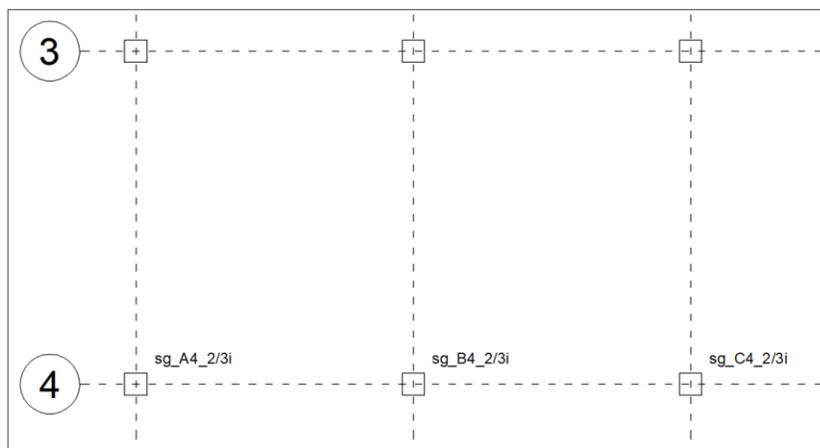


Fig. 4-68 Planta Nivel 2 y 3 de ubicación galgas en el experimento 2 (Elaboración propia)

Experimento 3 (Pilar colapsable D2)

Para medir la deformación vertical de la estructura en el sector directamente afectado se disponen de LVDT's tal como se observa en la Fig. 4-69 a la Fig. 4-70 y para medir la deformación horizontal en la estructura en general se disponen LVDT's en los pilares A2 y D4 tal como se muestra en la Fig. 4-71 y Fig. 4-72. Cabe resaltar que en la Fig. 4-69 se dispone de 2 ACC para medir la correspondiente aceleración justo en la cabeza de del pilar colapsable.

Los mecanismos resistentes observados en el modelos son una viga vierendeel para corroborar lo obtenido en el modelo se monitorizan a flexión cerca a los pilares D1, D2, D3 y C2 los apoyos de las vigas, esto se desarrolla en su totalidad en la primera planta de la edificación, el esquema propuesto se observa en la Fig. 4-71, otro de los esfuerzos necesarios para corroborar el mecanismo de viga vierendeel son los esfuerzos producidos en los pilares D1, D3 y C2 este esquema se puede observar en la Fig. 4-73.

En la Fig. 4-71 también se resalta la ubicación de los instrumentos FOS estos se disponen con la finalidad de recoger los datos de esfuerzos de tracción en la losa.

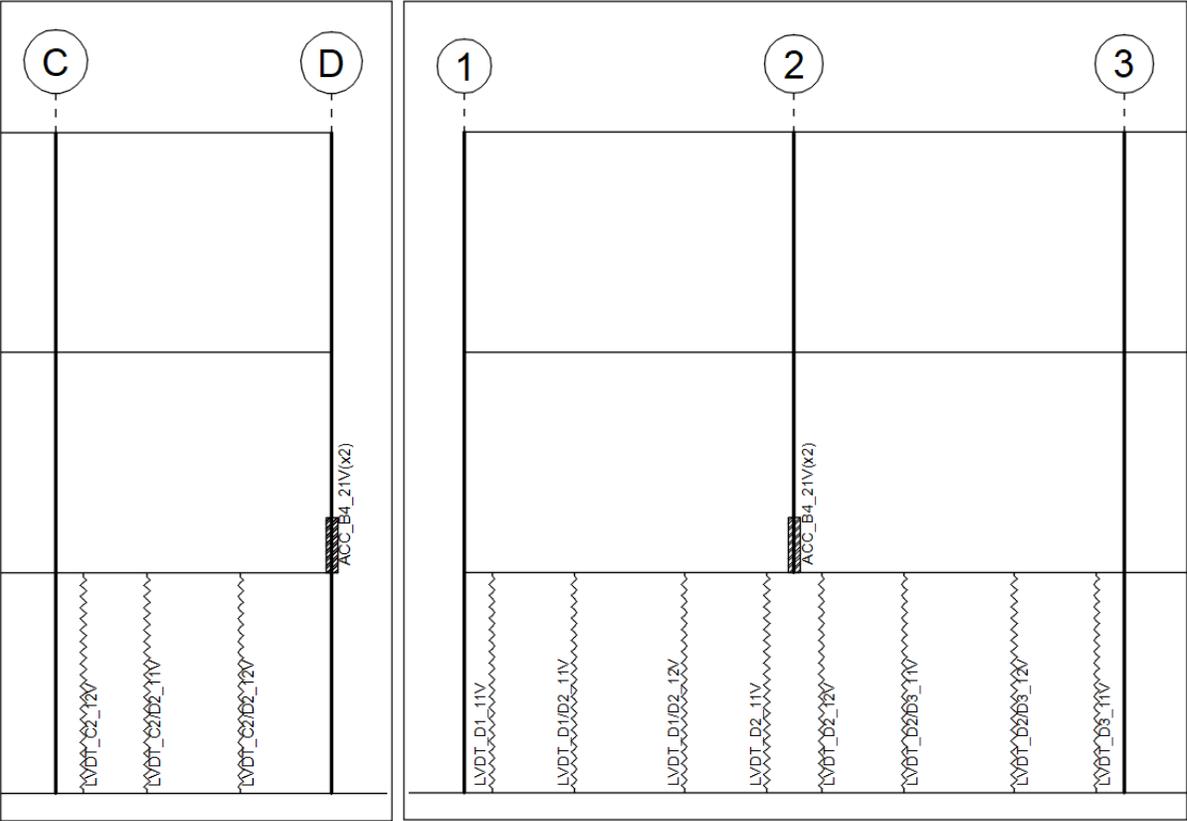


Fig. 4-69 Alzado de ubicación LVDT's verticales y ACC, en el experimento 3 (Elaboración propia)

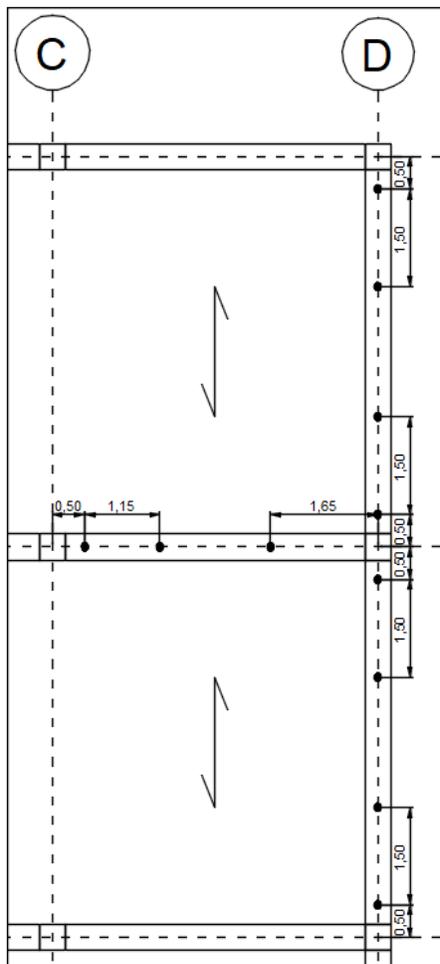


Fig. 4-70 Planta de ubicación LVDT's verticales en el experimento 3 (Elaboración propia)

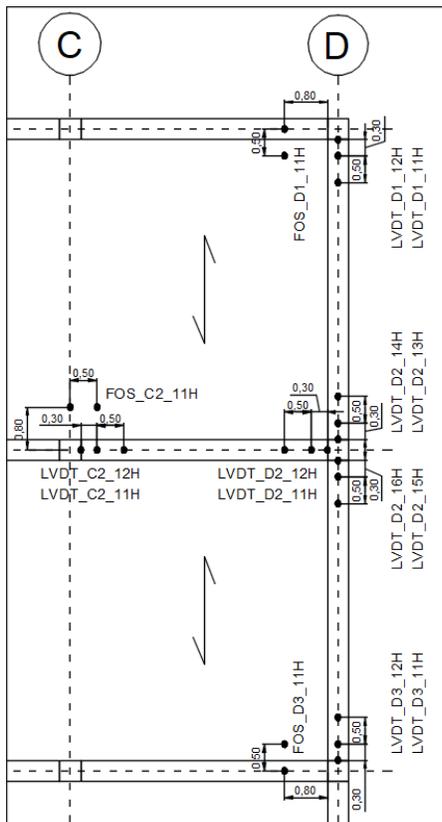


Fig. 4-71 Planta (Nivel 1) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 3 (Elaboración propia)

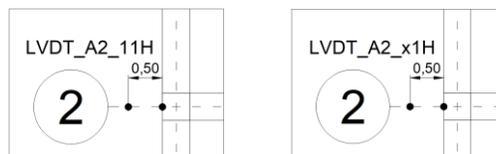


Fig. 4-72 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 3 (Elaboración propia)

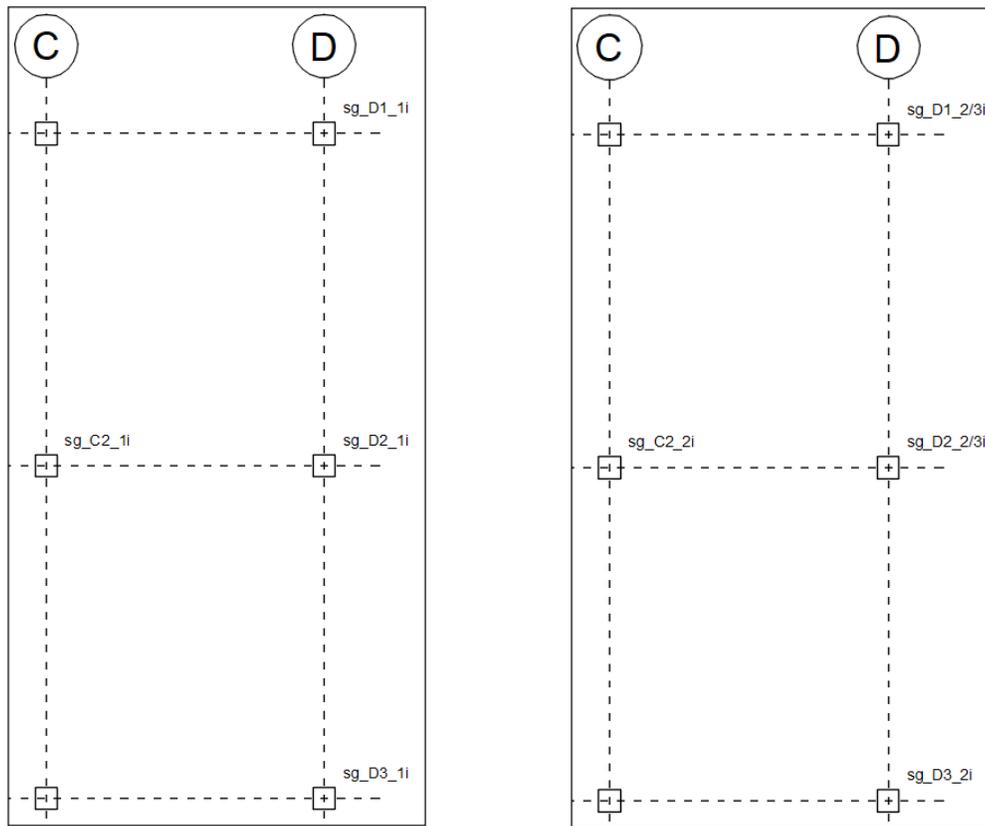


Fig. 4-73 Planta (Nivel 1, izquierda), (Nivel 2 y 3 derecha) de ubicación galgas en el experimento 3 (Elaboración propia)

Experimento 4 (Pilar colapsable B3)

Para medir la deformación vertical de la estructura en el sector directamente afectado se disponen de LVDT's tal como se observa en la Fig. 4-74 a la Fig. 4-76 y para medir la deformación horizontal en la estructura en general se disponen LVDT's en los pilares D3 y B1 tal como se muestra en la Fig. 4-77 a la Fig. 4-79. Cabe resaltar que en la Fig. 4-74 y Fig. 4-75 se dispone de 2 ACC para medir la correspondiente aceleración justo en la cabeza de del pilar colapsable.

Los mecanismos resistentes observados en el modelos son una viga vierendeel para corroborar lo obtenido en el modelo se monitorizan a flexión cerca a los pilares A3, B3 y C3 los apoyos de las vigas, esto se desarrolla en su totalidad en la primera planta de la edificación, el esquema propuesto se observa en la Fig. 4-77, otro de los esfuerzos necesarios para corroborar el mecanismo de viga vierendeel son los esfuerzos producidos en los pilares A3, C3, B2 y D4 este esquema se puede observar en la Fig. 4-80 y Fig. 4-81.

En la Fig. 4-71 también se resalta la ubicación de los instrumentos FOS estos se disponen con la finalidad de recoger los datos de esfuerzos de tracción en la losa.

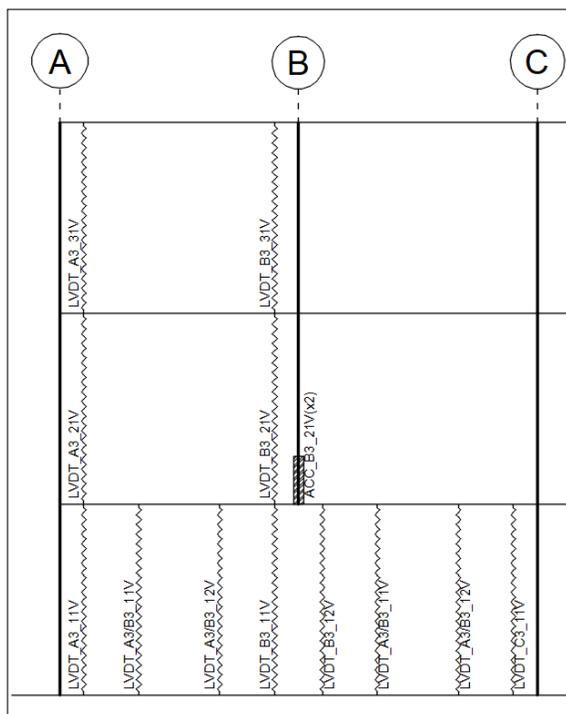


Fig. 4-74 Alzado de ubicación LVDT's verticales y ACC, en el experimento 4 (Elaboración propia)

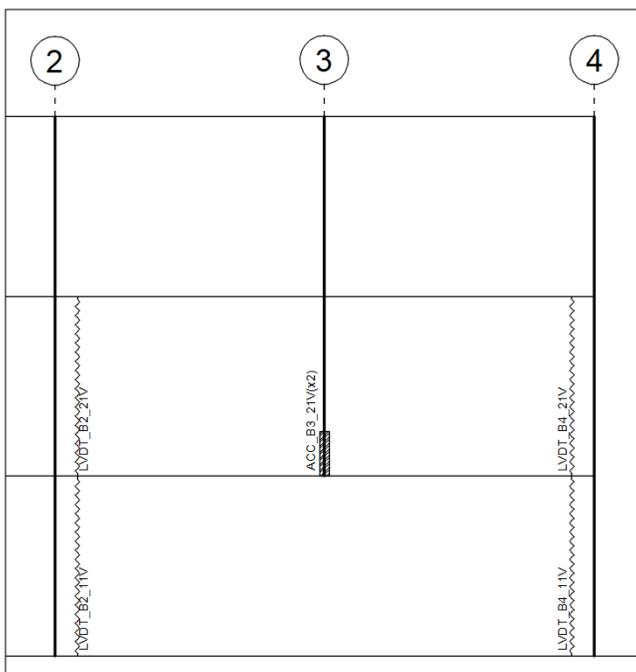


Fig. 4-75 Alzado de ubicación LVDT's verticales y ACC en el experimento 4 (Elaboración propia)

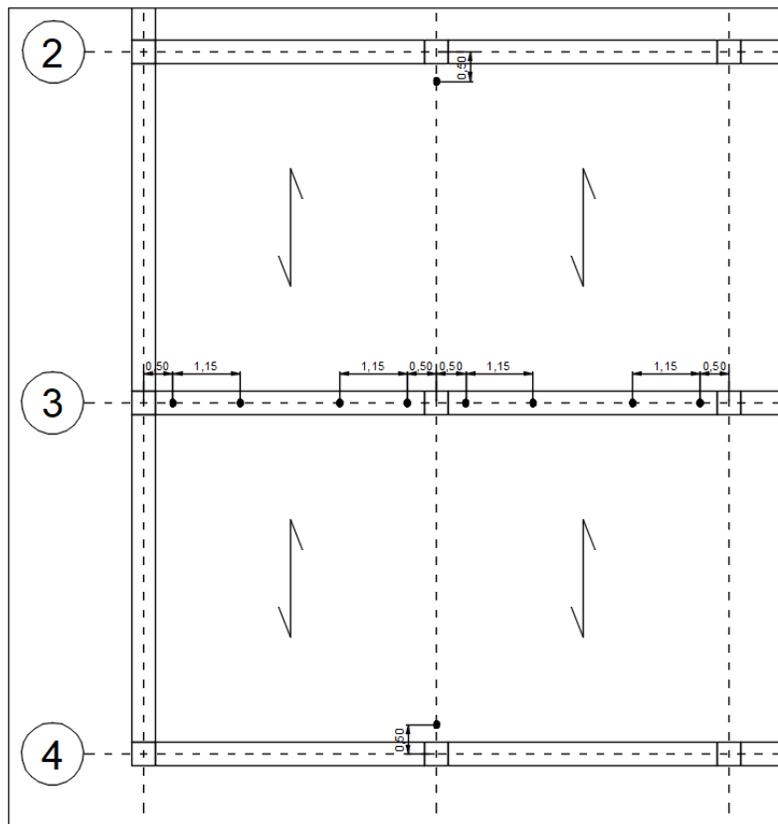


Fig. 4-76 Planta de ubicación LVDT's verticales y ACC, en el experimento 4 (Elaboración propia)

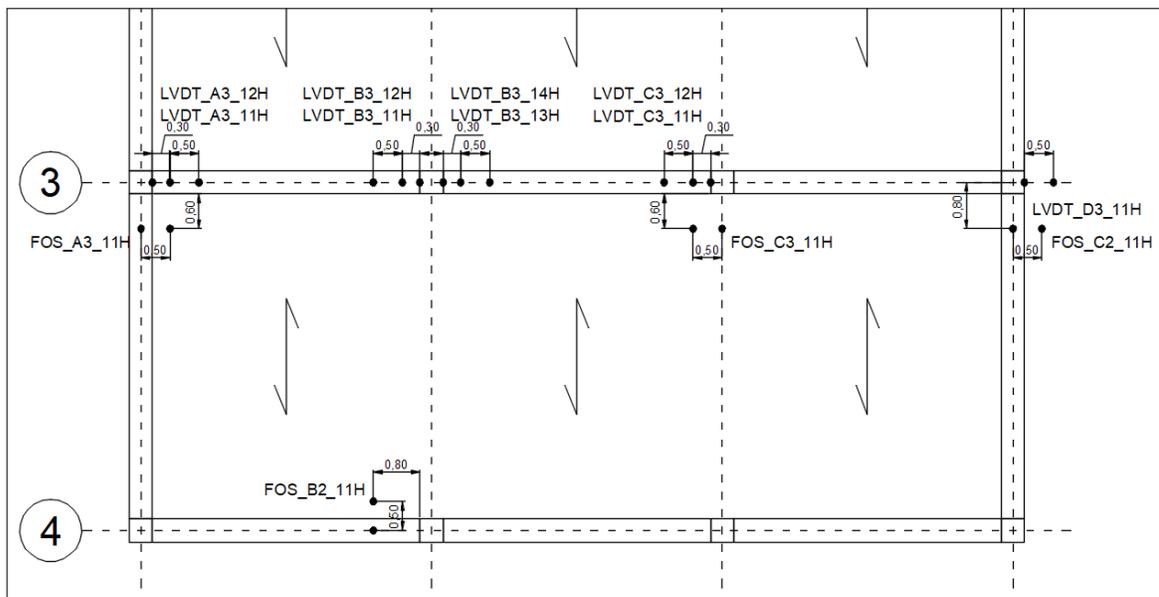


Fig. 4-77 Planta (Nivel 1) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 4 (Elaboración propia)

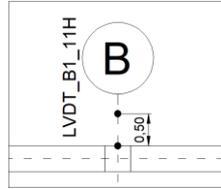


Fig. 4-78 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 4 (Elaboración propia)

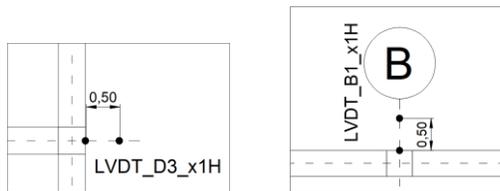


Fig. 4-79 Planta (Nivel 2 y 3) de ubicación LVDT's horizontales en el experimento 4 (Elaboración propia)

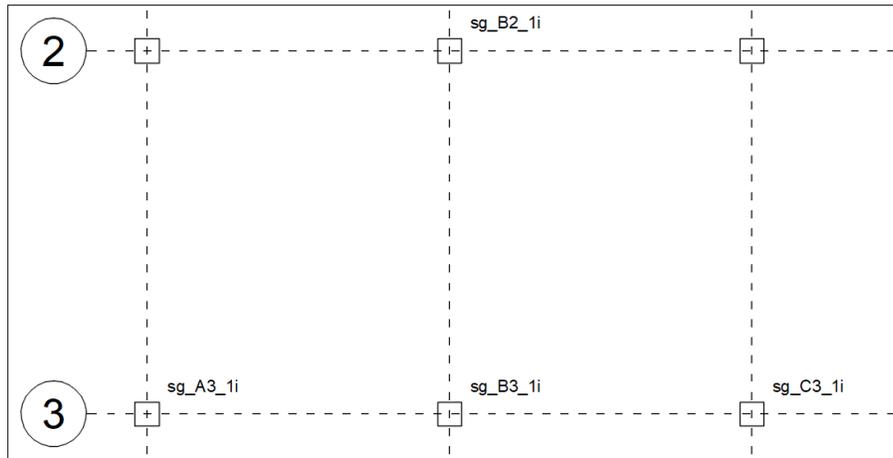


Fig. 4-80 Planta Nivel 1 de ubicación galgas en el experimento 4 (Elaboración propia)

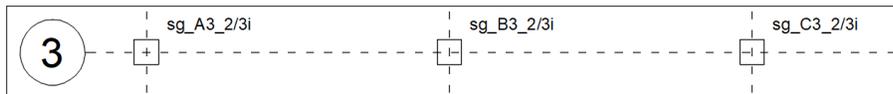


Fig. 4-81 Planta Nivel 2 y 3 de ubicación galgas en el experimento 4 (Elaboración propia)

5. Conclusiones y recomendaciones

Pese al notable interés que ha despertado en las dos últimas décadas el estudio del comportamiento de estructuras frente a colapso progresivo, apenas existe, en la literatura científica actual ensayos de este tipo sobre estructuras de hormigón prefabricado, lo que añade a su potencial vulnerabilidad una notable incertidumbre respecto a su comportamiento.

El presente trabajo pretende contribuir al estudio del comportamiento de este tipo de estructuras frente a acciones extraordinarias que puedan dar lugar a un colapso progresivo, planteando y diseñando un ensayo a escala real de una estructura de un edificio de hormigón prefabricado. Para ello se han llevado a cabo modelos computacionales donde se ha logrado analizar cualitativamente aspectos tales como:

- Observar los mecanismos resistentes contra el colapso progresivo desarrollados por la estructura. Sus resultados han permitido conocer qué se quiere monitorizar.
- El desarrollo de una mayor cantidad de mecanismos resistentes de colapso progresivo se da en los pilares que tienen mayor cantidad de vigas sobre él.
- La losa de compresión tiene una mayor influencia en los casos donde el pilar retirado pertenece a los pilares de los experimentos 1 y 3 estos dos experimentos corresponden a eliminar un pilar intermedio de los pórticos de carga.
- Las conexiones se deben diseñar para prever una inversión de esfuerzos después de retirar el pilar.

Se realizó una propuesta de experimentación para un edificio con estructura prefabricada de hormigón contra colapso progresivo que permite estudiar los siguientes aspectos:

- Experimentar lo propuesto por la normativa EC-1, respecto a los refuerzos de atado que se encuentran consignados en dicha normativa .
- Experimentar con las cuatro posibilidades de pérdidas de pilares que pueden provocar el colapso progresivo en una edificación.
- Monitorizar la aparición de cada mecanismo resistente contra el colapso progresivo.

En caso de no poder desarrollar todos los experimentos se puede plantear no desarrollar el experimento 4 ya que este tiene un comportamiento similar con respecto al experimento 3.

El refuerzo de atado del pilar debería ser revisado a mayor detalle ya que el pilar en ninguno de los casos logra llegar a esfuerzos de tracción de magnitud igual que su reacción, es de recordar que la normativa solicita un refuerzo de atado a tracción en los pilares igual a la magnitud de la reacción en el apoyo del pilar.

Se sugiere desarrollar modelos numéricos calibrándolos con los datos obtenidos después de desarrollar los experimentos.

6. Bibliografía

CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: eurocode 1 – actions on structures – part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium):CEN; 2006.

fib Structural connections for precast concrete buildings 2008. Fédération Internationale du Béton

fib Design of precast concrete accidental actions 2012. Fédération Internationale du Béton

fib Planning and design handbook on precast buiding structures 2014. Fédération Internationale du Béton

Jose M. Adam, Fulvio Parisi, Juan Sagasetta, Xinzheng Lu 2018. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century.

Catálogo de productos de edificación. Grupo PACADAR

Petroski, Henry (2007) "La ingeniería es humana : la importancia del fallo en el éxito del diseño" Cinter, Madrid

Vaquero, Julio; Castro, Tomás; Concejo, Francisco; González, Juan Carlos; Lleyda, José Luis; Valle, Javier (1996). "Edificación con prefabricados de hormigón : para usos industriales, comerciales, aparcamientos y servicios" Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, Madrid : IECA, D.L.

ANEJO 1

Dimensionamiento en rotura

Agotamiento por tensiones normales

Flexión y Axil en pilares y vigas

Mínimo por solitud de acciones

$$\bullet \quad A'_s = \left(\frac{M_{Ed}}{0.8h} - N_d \right) \frac{1}{F_{sd}}$$

Agotamiento por cortante

Mínimo por solitud de acciones

$$V_{ED} = V_{Rd,c}, \quad \text{en caso de no cumplir se calculara ell } V_{Rd,s}$$

Donde primero se revisa si el solo hormigón resiste el cortante mediante la siguiente ecuación;

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

con un mínimo de

$$V_{Rd,c} = (v_{\min.} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$$

$$K = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0.2 f_{cd}$$

$$k_1 = 0.15$$

$$v_{\min.} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$$

Ya que se desconoce el valor de la armadura horizontal a disponer este valor dentro de la ecuación será cero (por lo tanto, decimos que la armadura longitudinal no brinda ningún aporte). En caso de requerir armadura de cortante se calculará mediante la siguiente ecuación donde se despejará la cuantía que es el valor de interés;

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

$$\cot \theta = 1.0$$

Agotamiento mínimo

Mínimo mecánico (Flexión)

$$A_{s,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{pero no menor que } 0.0013 b_t d \quad (9.1N)$$

Mínimo mecánico (Axil)

$$A_{s,\min.} = \frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}} \quad \text{o} \quad 0.002 A_c, \quad \text{donde } A_{s,\min.} \text{ es el mayor de los valores anteriores} \quad (9.12N)$$

Mínimo mecánico (Cortante)

$$\rho_{w,\min.} = (0,08\sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (9.5N)$$

Mínimo por Fisuración

$$A_{s,\min.} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

$$A_{ct} = b_t (h/2 + z)$$

$$z = -N/A - (h^2/12)$$

$$F_{ct,eff} = 2.90 \text{ MPa}$$

$$k = 1.00$$

$$k_c = 0.40$$

Según las tablas 7.2N y 7.3N para tener una apertura de fisura $w = 0.3 \text{ mm}$, usando diámetros de acero de refuerzo inferior a los $\phi 20 \text{ mm}$ y separaciones inferiores de 250 mm se tiene un $\sigma_s = 200 \text{ MPa}$

Tabla 7.2N – Diámetro máximo de barras ϕ_s para control de la fisuración¹

Tensión del acero ² [MPa]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

Tabla 7.3N – Separación máxima de barras para control de la fisuración¹

Tensión del acero ² [MPa]	Separación máxima de barras [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

Cuantías geométricas;

Tabla 42.3.5
Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

⁽¹⁾ Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.

⁽²⁾ Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.

⁽³⁾ Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.

⁽⁴⁾ Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

⁽⁵⁾ La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2‰. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2‰. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.

⁽⁶⁾ En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

De la anterior tabla se resaltan las cuantías correspondientes a vigas y pilares que son 0.28% y 0.4% del área de hormigón correspondiente a la sección. En la siguiente tabla se presentan los correspondientes valores constantes a la estructura;

b_w	400	mm
d	355	mm
f_{ck}	30	MPa
f_{ctm}	2.90	MPa
γ_c	1.5	
$C_{Rd,c}$	0.12	
f_{yk}	500	MPa

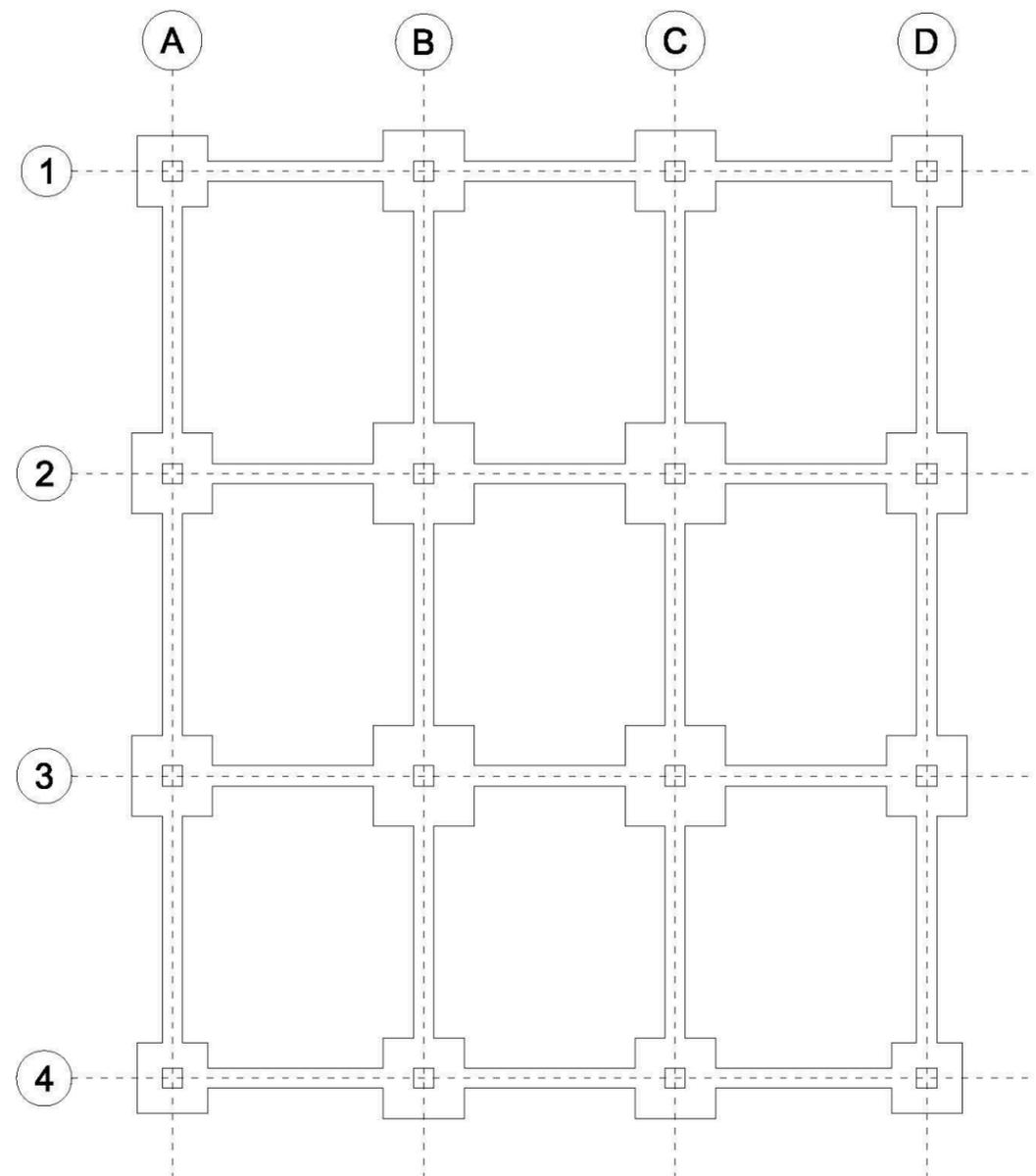
f_{sd}	434.783	MPa
C_{nom}	35	mm
C_{mec}	45	mm
k	1	
k_c	0.4	
$f_{Ct,eff}$	2.90	MPa
σ_s	200	MPa

ANEJO 2

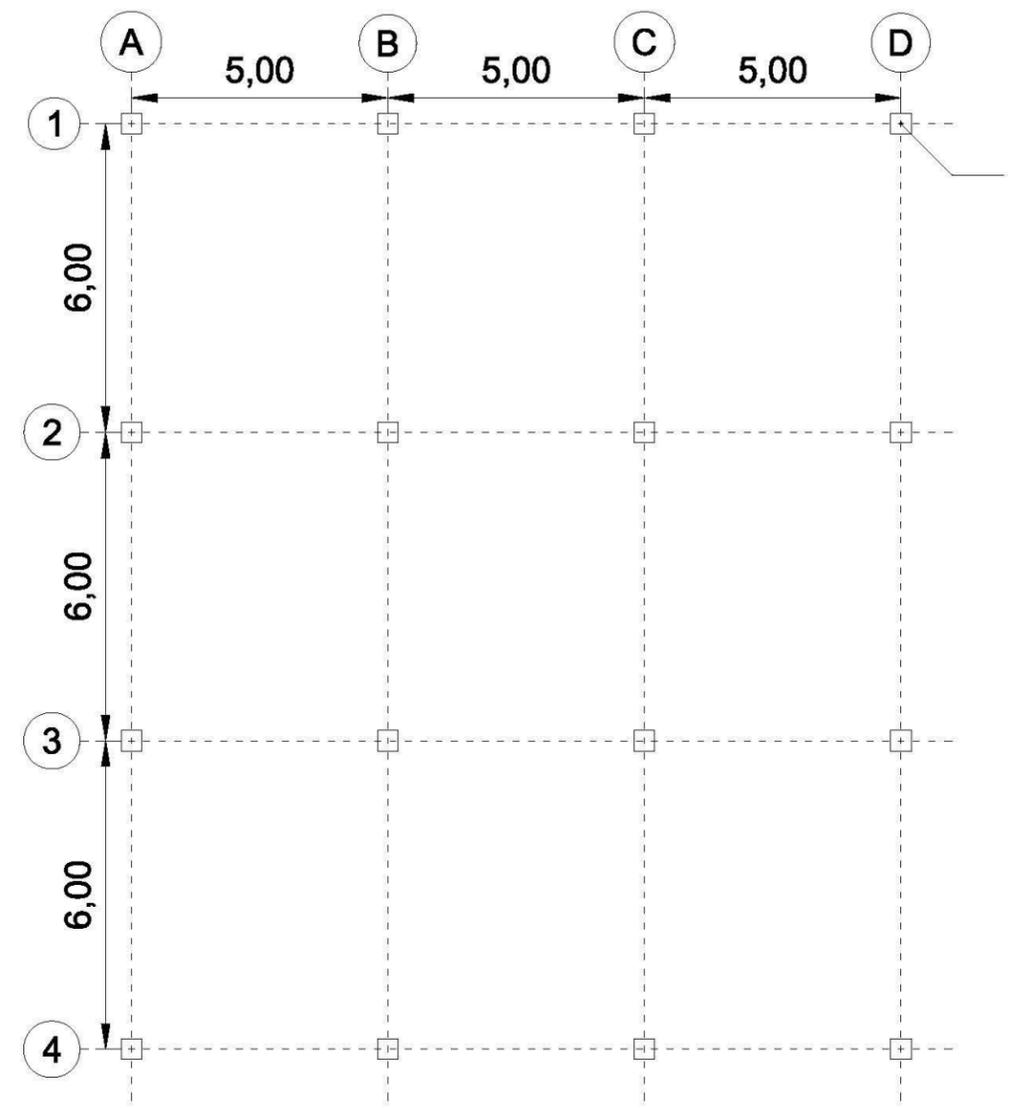
Planos de diseño

- Notas
- Panta de cimentación, alzado de cimentación y planta de pilares
- Planta de forjados (N+4.11, N8.22 y N+12.33) y alzado ejes 1, 2, 3 y 4
- Alzados ejes (Ay D) y ejes (B y C)
- Detalles (Apoyos y ménsulas)
- Refuerzo cimentación
- Refuerzo pilares esquina
- Refuerzo pilares de medianera
- Refuerzo pilares centrales
- Refuerzo ménsulas
- Refuerzo ejes vigas 1 y 4
- Refuerzo ejes vigas 2 y 3

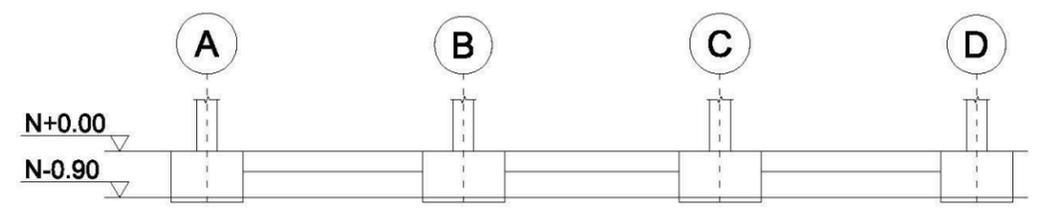
NOTAS:
CLASE DE EXPOSICION XS1
HORMIGÓN VIGA: C30/37
ACERO DE REFUERZO $F_y=500\text{MPa}$
MODALIDAD DE CONTROL NORMAL
COEFICIENTES DE SEGURIDAD: HORMIGÓN $\gamma_c=1.5$ ACERO DE REFUERZO $\gamma_s=1.15$
RECUBRIMIENTO= 35mm



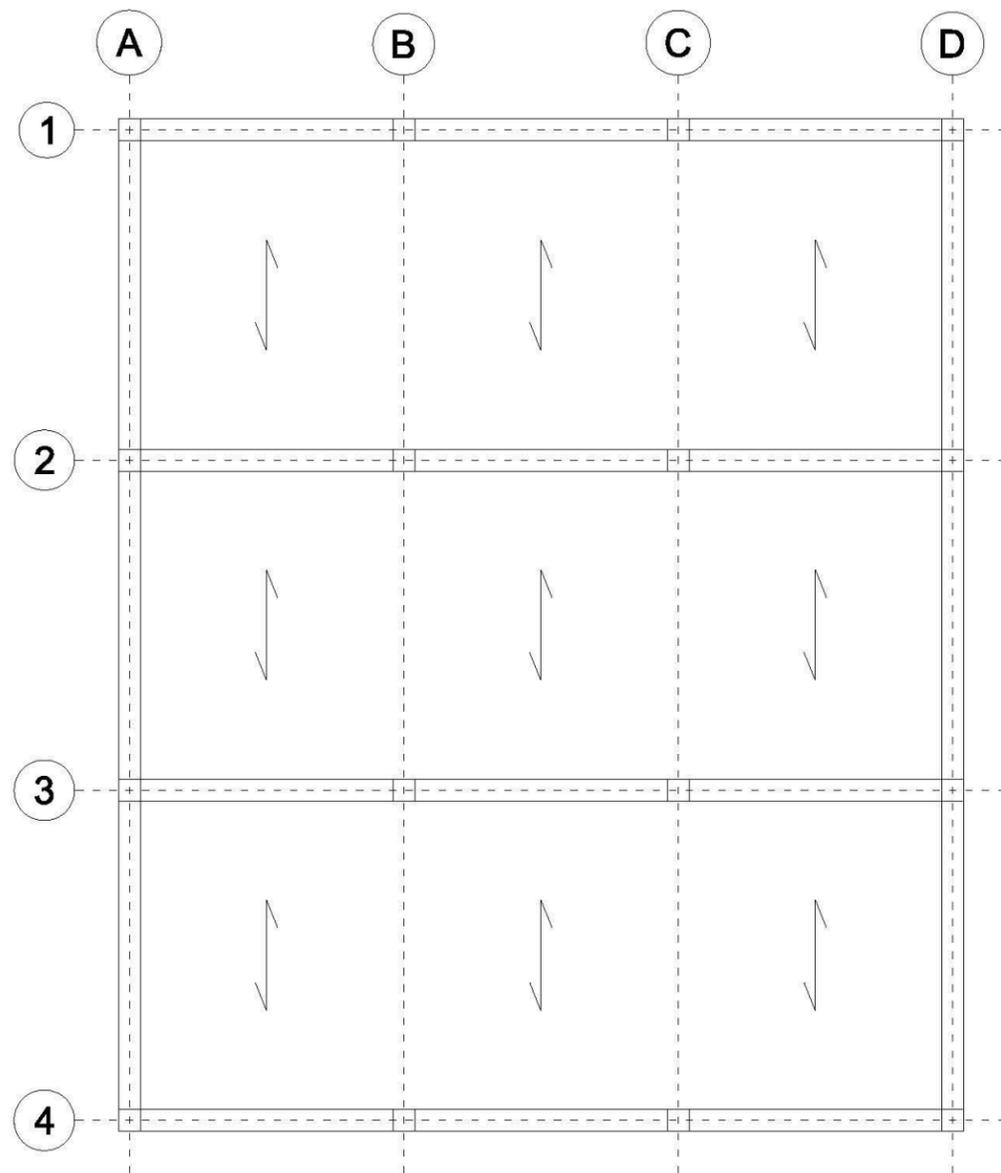
Planta cimentación



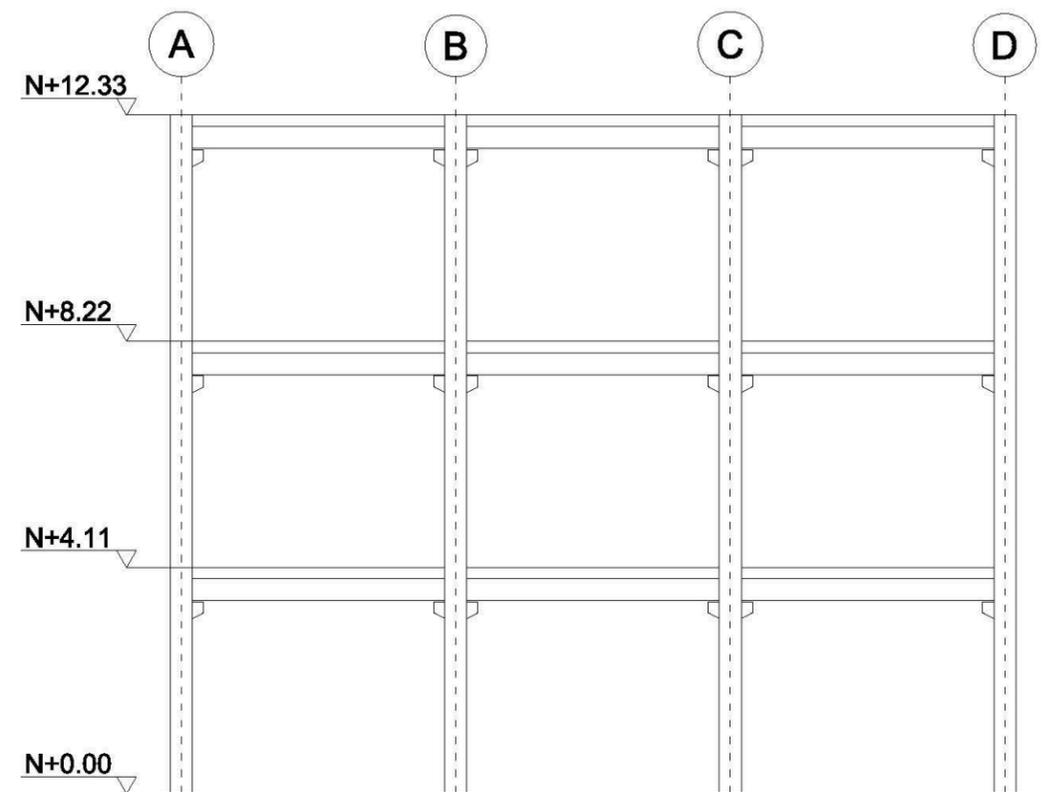
Planta pilares



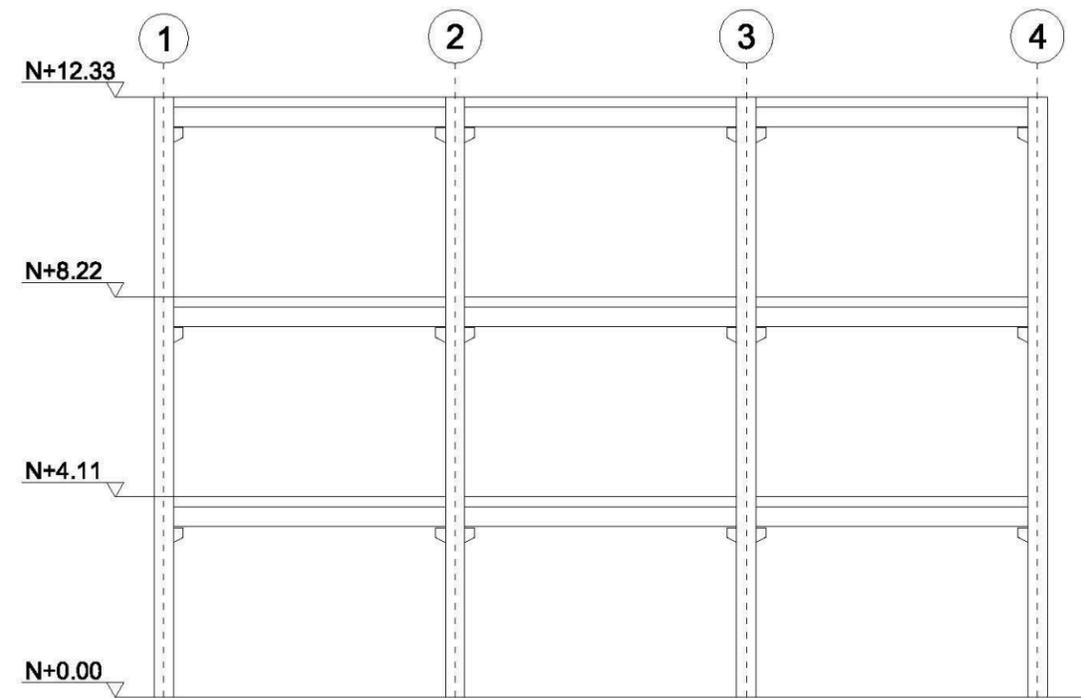
Alzado cimentación



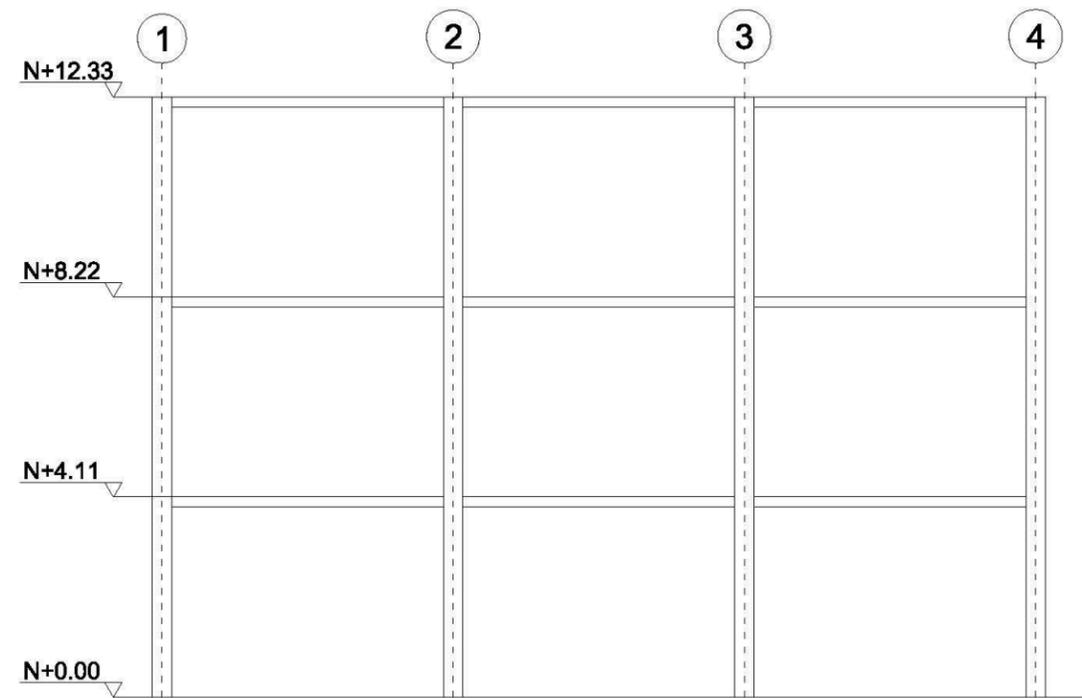
Planta forjado (N+4.11, N+8.22, N+12.33)



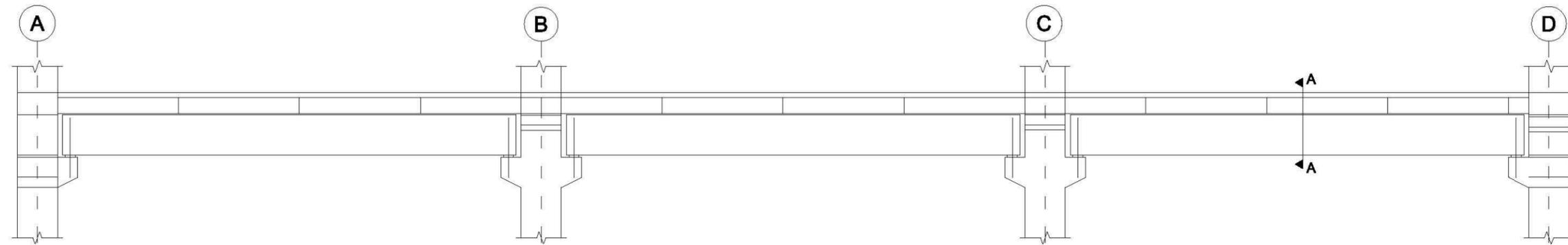
Alzado ejes 1, 2, 3 y 4



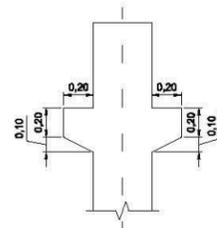
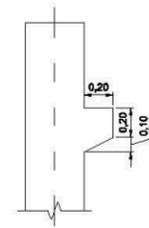
Alzado ejes A y D



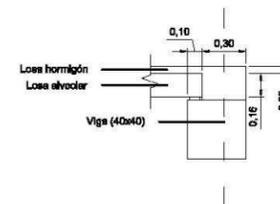
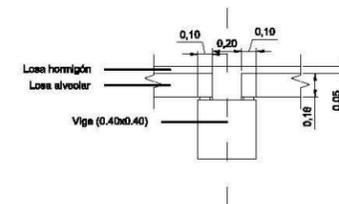
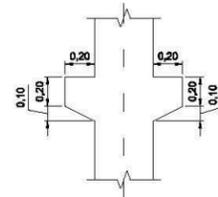
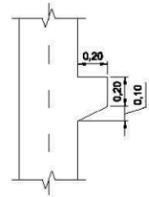
Alzado ejes B y C



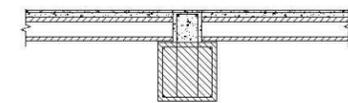
DETALLE ALZADO ELEMENTOS PREFABRICADOS



DETALLE MENSULAS

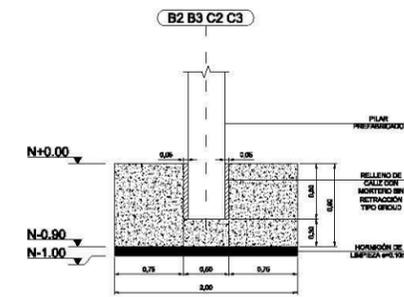
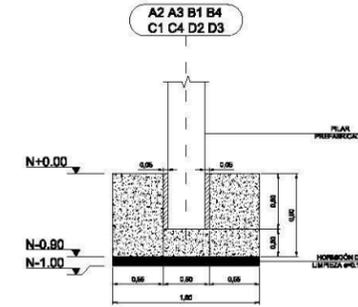
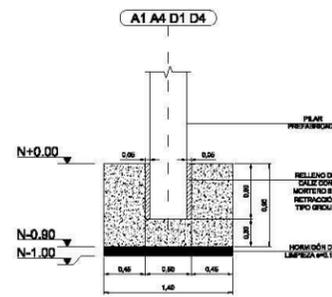


DETALLE APOYO LOSA

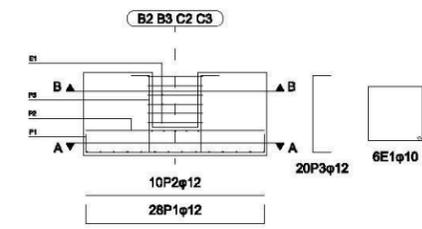
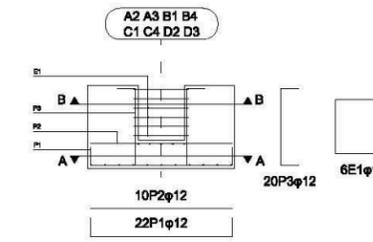
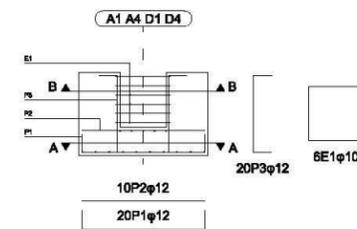


SECCIÓN A-A

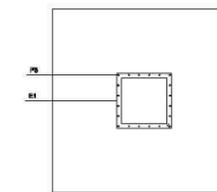
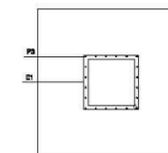
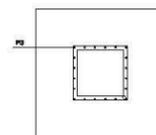
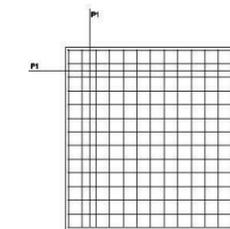
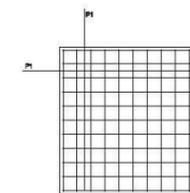
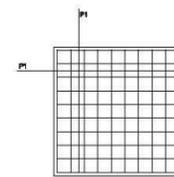
Plantilla de despiece (A1 A4 D1 D4)							
ID	φ (mm)	Forma (cm)	N° de piezas	Longitud (m)	Longitud total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)
P1	10	20 134 20	20	1.74	34.80	0.89	30.97
P2	16	134	12	1.34	16.08	0.89	14.31
P3	12	30 84 30	20	1.24	24.80	0.89	22.07
E2	10		6	2.48	14.88	0.62	9.23
Total (kg)						76.58	

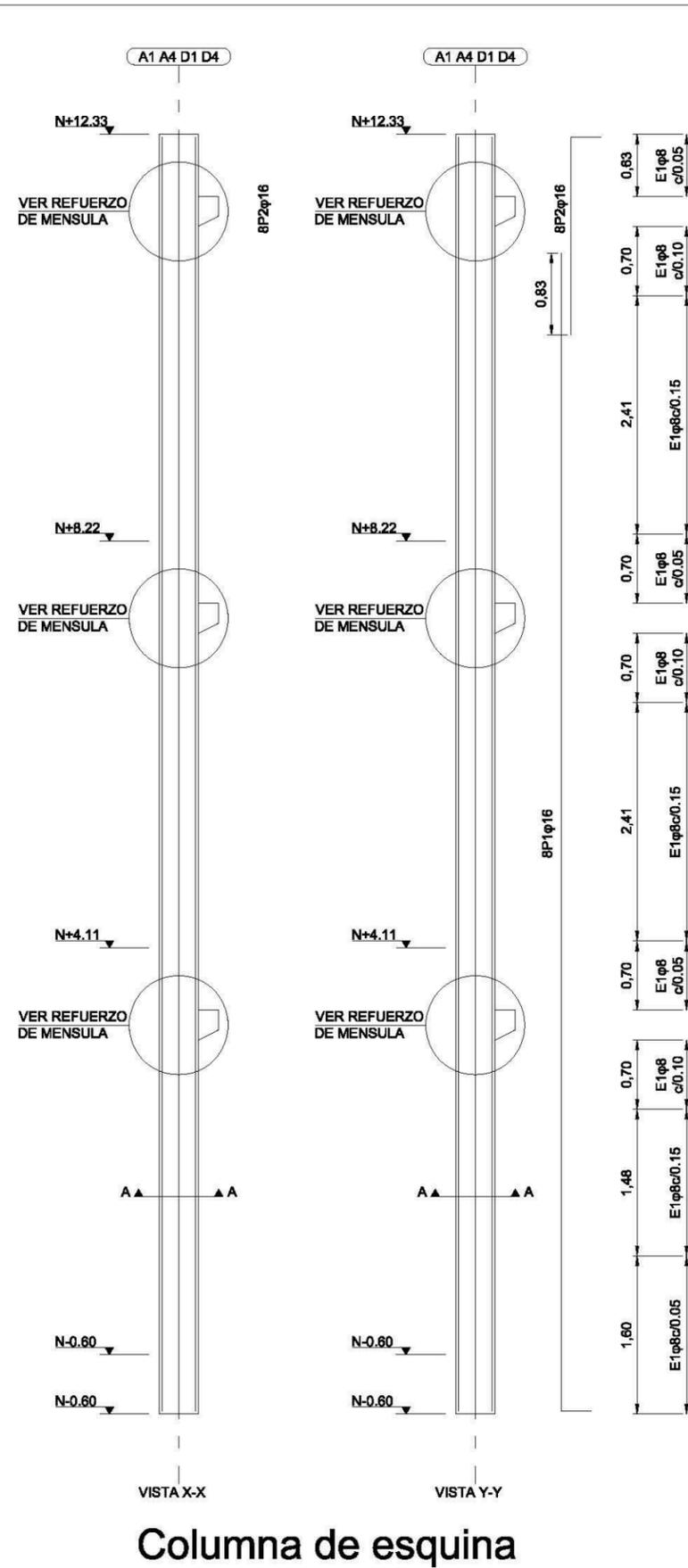


Plantilla de despiece (A2 A3 B1 B4 C1 C4 D2 D3)							
ID	φ (mm)	Forma (cm)	N° de piezas	Longitud (m)	Longitud total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)
P1	10	20 134 20	22	1.74	38.28	0.89	34.07
P2	16	134	12	1.34	16.08	0.89	14.31
P3	12	30 84 30	20	1.24	24.80	0.89	22.07
E2	10		6	2.48	14.88	0.62	9.23
Total (kg)						79.68	

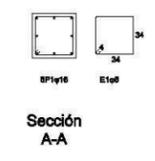


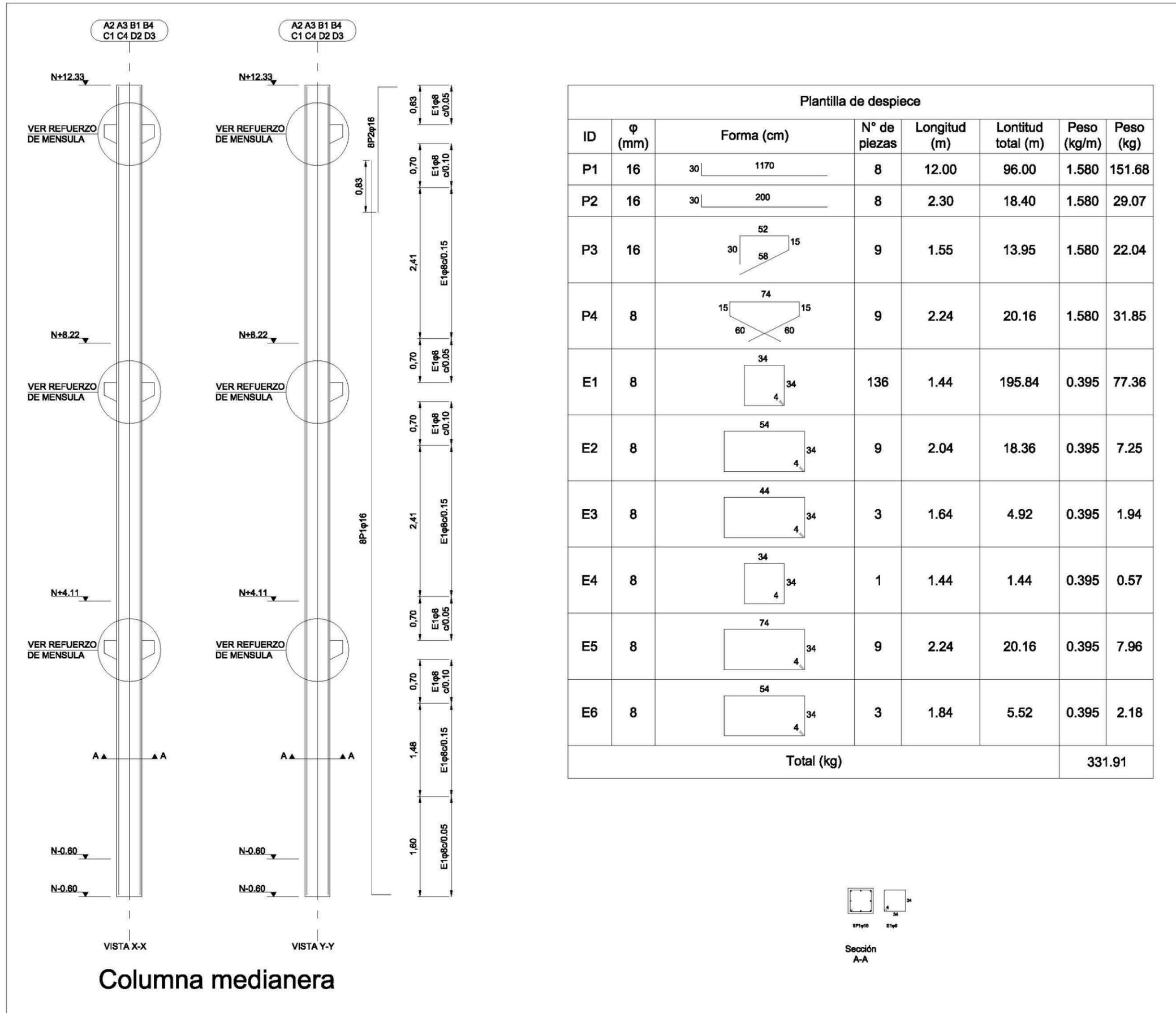
Plantilla de despiece (B2 B3 C2 C3)							
ID	φ (mm)	Forma (cm)	N° de piezas	Longitud (m)	Longitud total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)
P1	10	20 134 20	28	1.74	48.72	0.89	43.36
P2	16	134	12	1.34	16.08	0.89	14.31
P3	12	30 84 30	20	1.24	24.80	0.89	22.07
E2	10		6	2.48	14.88	0.62	9.23
Total (kg)						88.97	

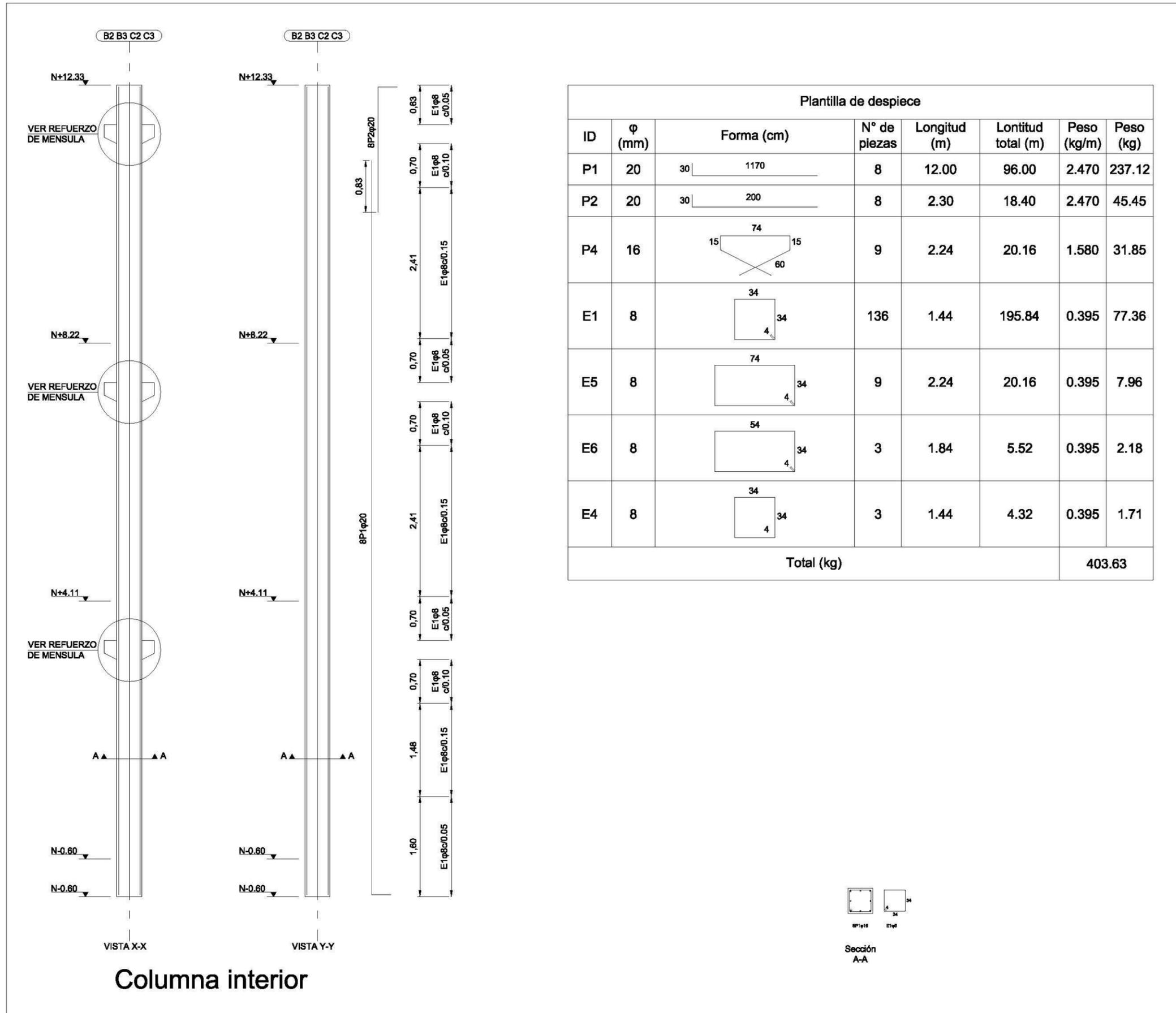


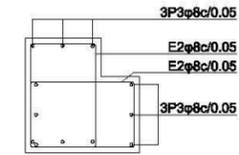
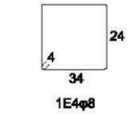
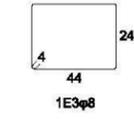
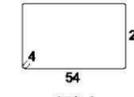
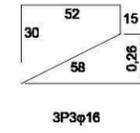
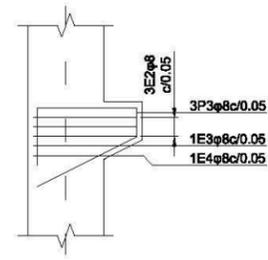
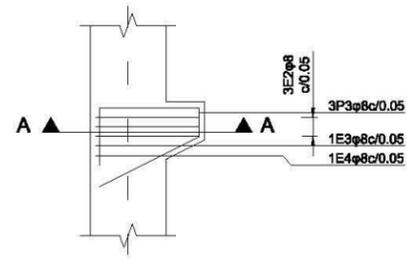


Plantilla de despiece							
ID	φ (mm)	Forma (cm)	N° de piezas	Longitud (m)	Longitud total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)
P1	16	30 1170	8	12.00	96.00	1.580	151.68
P2	16	30 200	8	2.30	18.40	1.580	29.07
P3	16		18	1.55	27.90	1.580	44.08
E1	8		136	1.44	195.84	0.395	77.36
E2	8		18	2.04	36.72	0.395	14.50
E3	8		6	1.64	9.84	0.395	3.89
E4	8		3	1.44	4.32	0.395	1.71
Total (kg)						322.29	

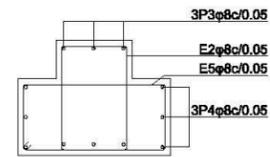
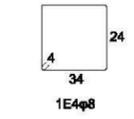
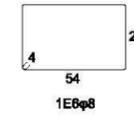
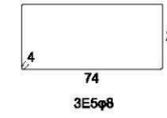
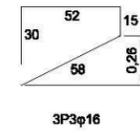
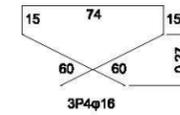
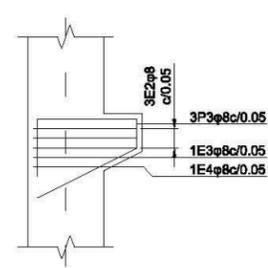
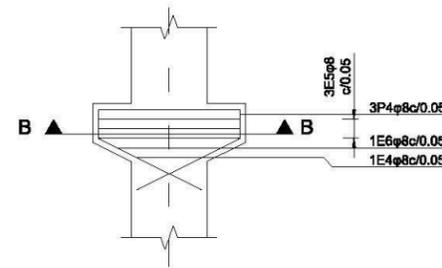




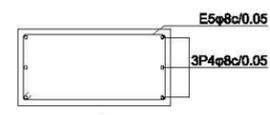
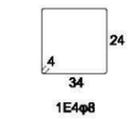
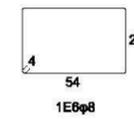
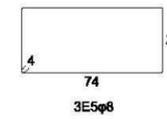
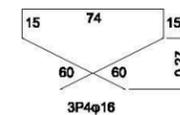
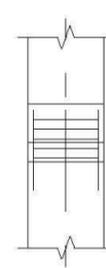
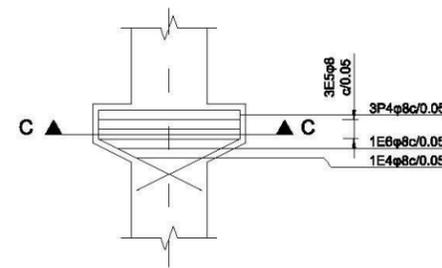




SECCIÓN A-A

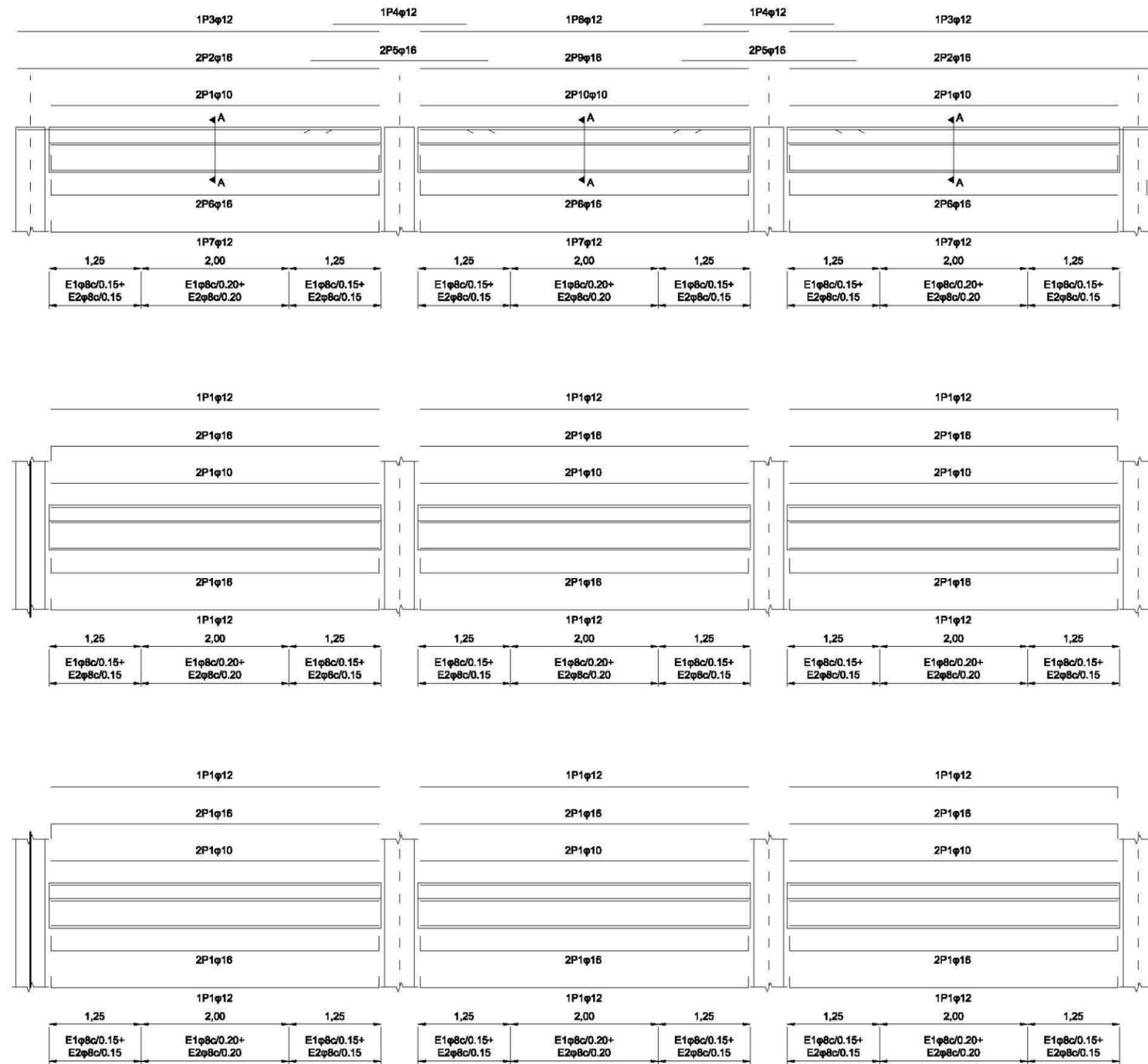


SECCIÓN A-A



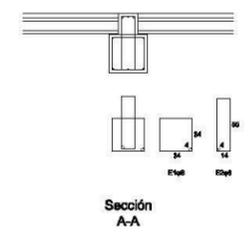
SECCIÓN C-C

Refuerzo mensulas

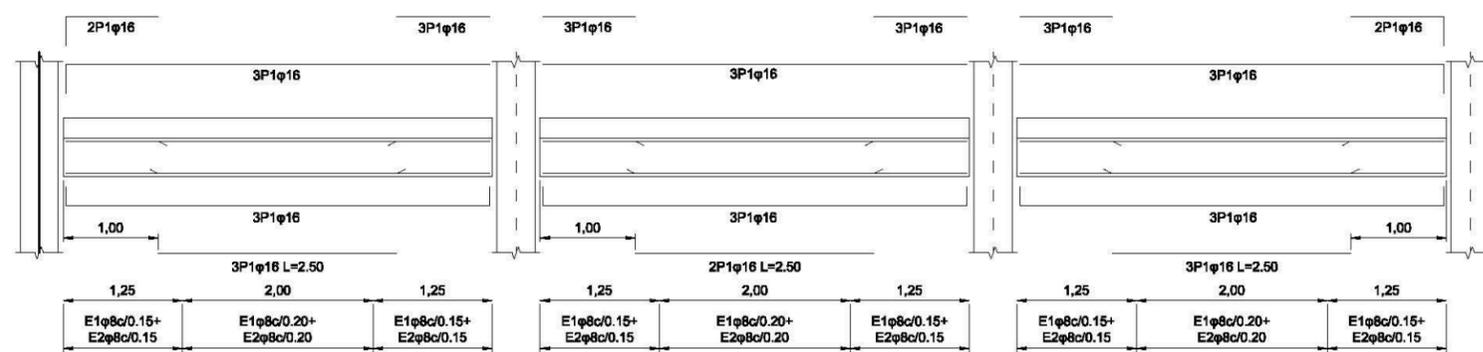
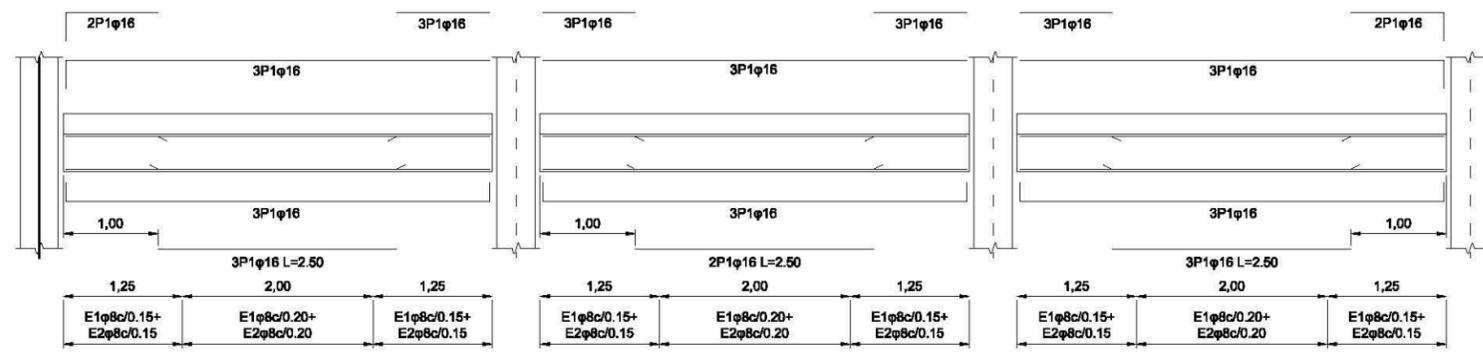
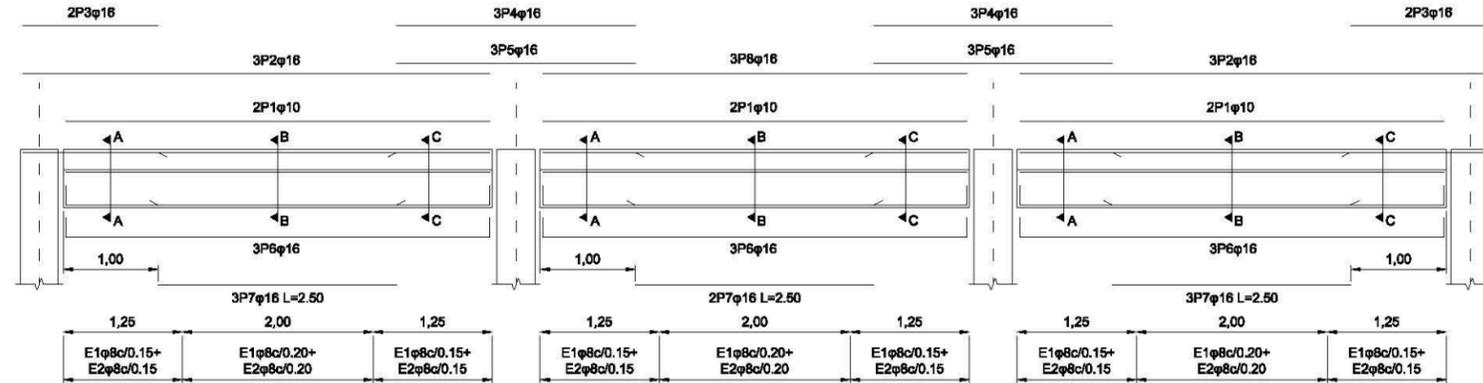


Plantilla de despiece							
ID	φ (mm)	Forma (cm)	N° de piezas	Longitud (m)	Longitud total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)
P1	10	444	6	4.44	26.64	0.62	16.44
P2	16	484	4	4.89	19.56	1.58	30.90
P3	12	484	2	4.89	9.78	0.89	8.68
P4	12	180	2	1.80	3.60	0.89	3.20
P5	16	240	4	2.40	9.60	1.58	15.17
P6	16	30 444 30	6	5.04	30.24	1.58	47.78
P7	12	20 444 20	3	4.84	14.52	0.89	12.89
P8	12	444	1	4.44	4.44	0.89	3.94
P9	16	444	2	4.44	8.88	1.58	14.03
E1	8	34 34 4	84	1.44	120.96	0.40	47.78
E2	8	14 55 4	84	1.4600	122.64	0.40	48.44
Total (kg)						249.26	

*Las barras P4 y P5 se colocaran in-situ

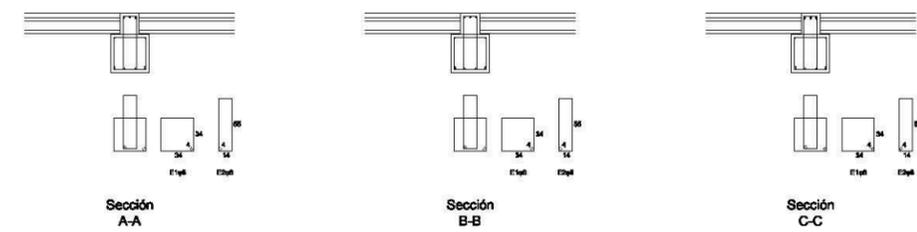


Refuerzo Vigas ejes 1 y 4



Plantilla de despiece							
ID	φ (mm)	Forma (cm)	N° de piezas	Longitud (m)	Longitud total (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)
P1	10	444	6	4.44	26.64	0.617	16.44
P2	16	484	6	4.89	29.34	1.580	46.36
P3	16	142	4	1.42	5.68	1.580	8.97
P4	16	250	6	2.50	15.00	1.580	23.70
P5	16	250	6	2.50	15.00	1.580	23.70
P6	16	30 444 30	9	5.04	45.36	1.580	71.67
P7	16	250	9	2.50	22.50	1.580	35.55
P8	16	444	3	4.44	13.32	1.580	21.05
E1	8		84	1.44	120.96	0.395	47.78
E2	8		84	1.4600	122.64	0.395	48.44
Total (kg)						343.65	

*Las barras P4 y P5 se colocaran in-situ



Refuerzo vigas ejes 2 y 3

ANEJO 3

Planos de monitorización

Experimento 1

- Convenciones y planta LVDT's verticales
- Alzado LVDT's verticales
- Planta LVDT's horizontales y FOS
- Planta galgas (Gs)

Experimento 2

- Convenciones y planta LVDT's verticales
- Alzado LVDT's verticales
- Planta LVDT's horizontales y FOS
- Planta galgas (Gs)

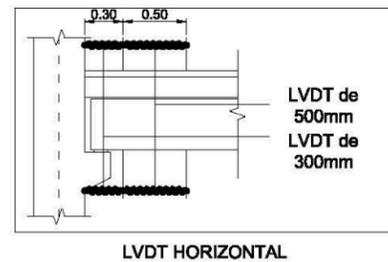
Experimento 3

- Convenciones y planta LVDT's verticales
- Alzado LVDT's verticales
- Planta LVDT's horizontales y FOS
- Planta galgas (Gs)

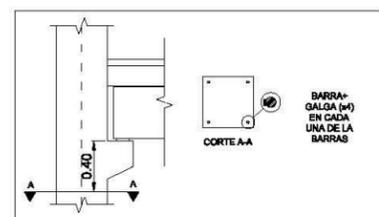
Experimento 4

- Convenciones y planta LVDT's verticales
- Alzado LVDT's verticales
- Planta LVDT's horizontales y FOS
- Planta galgas (Gs)

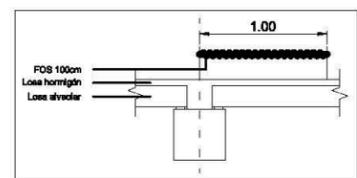
	Acelerómetro
	LVDT's visto en planta y en alzado
	Barra + galga



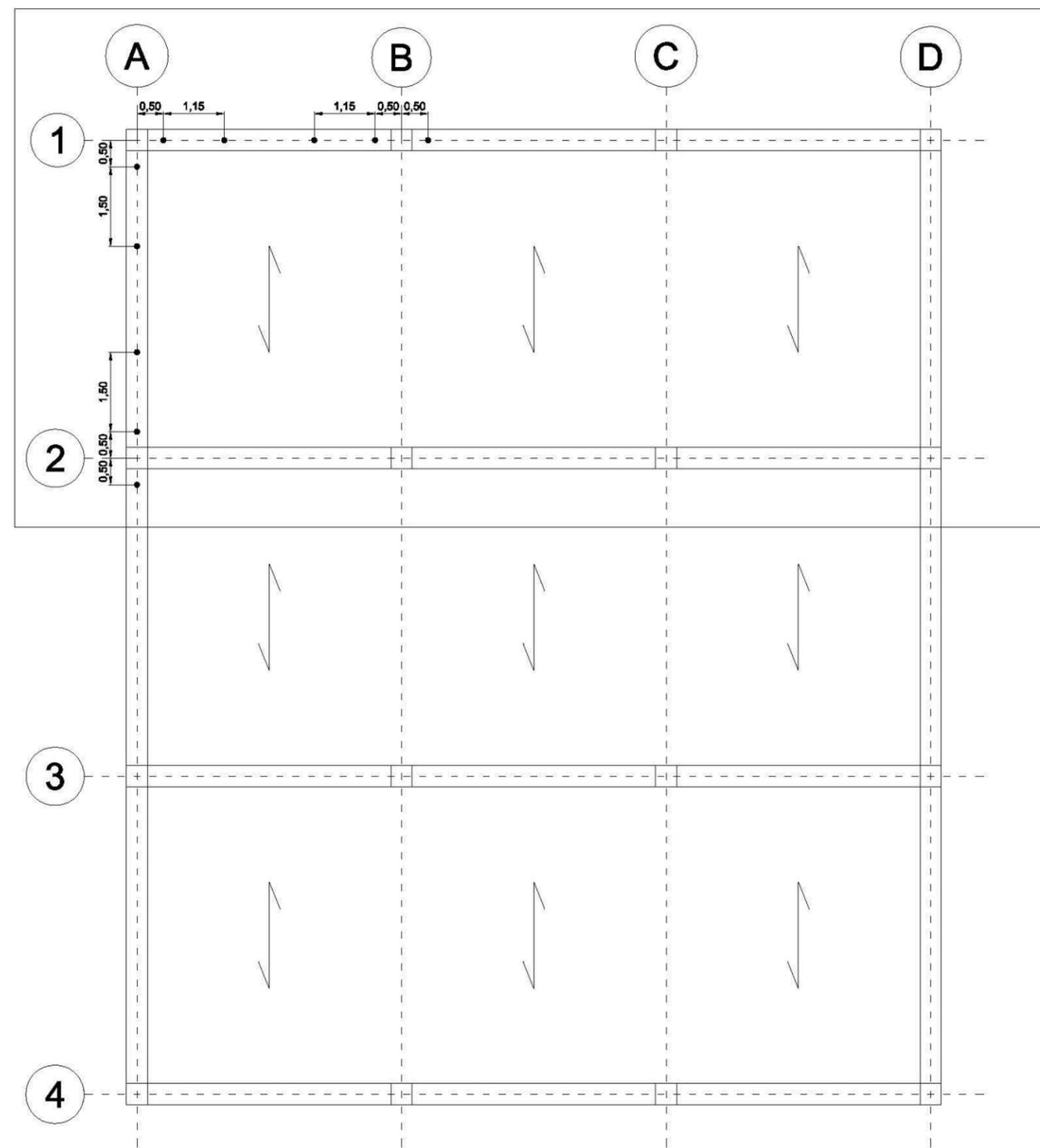
LVDT HORIZONTAL



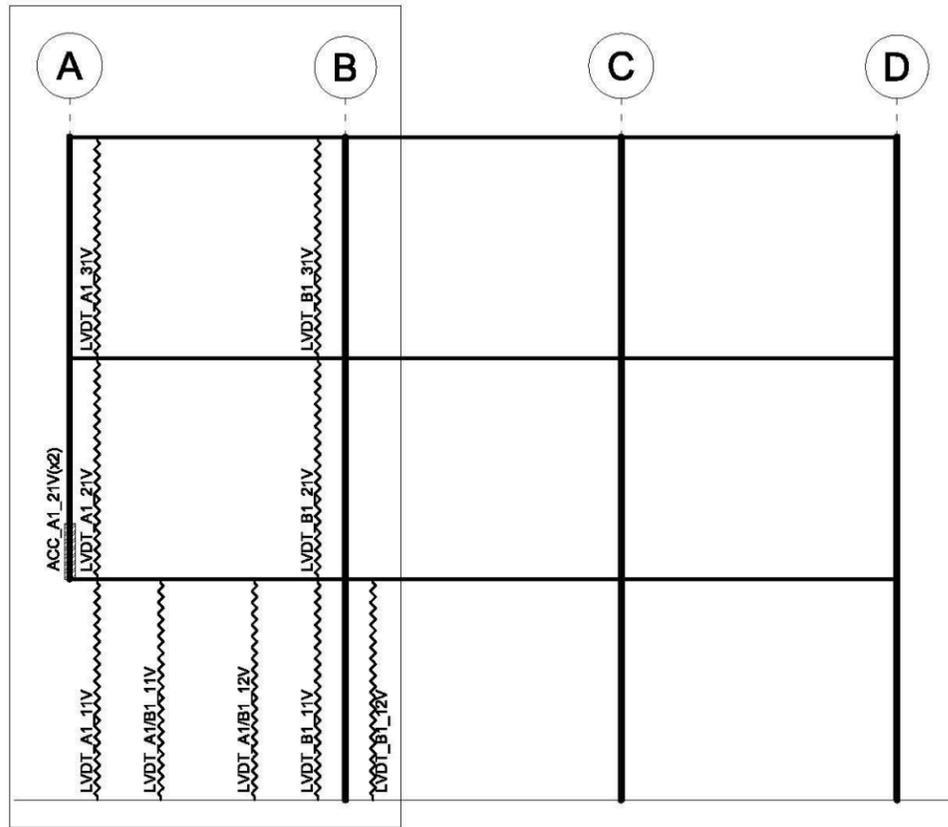
GALGAS (Sg) EN PILARES



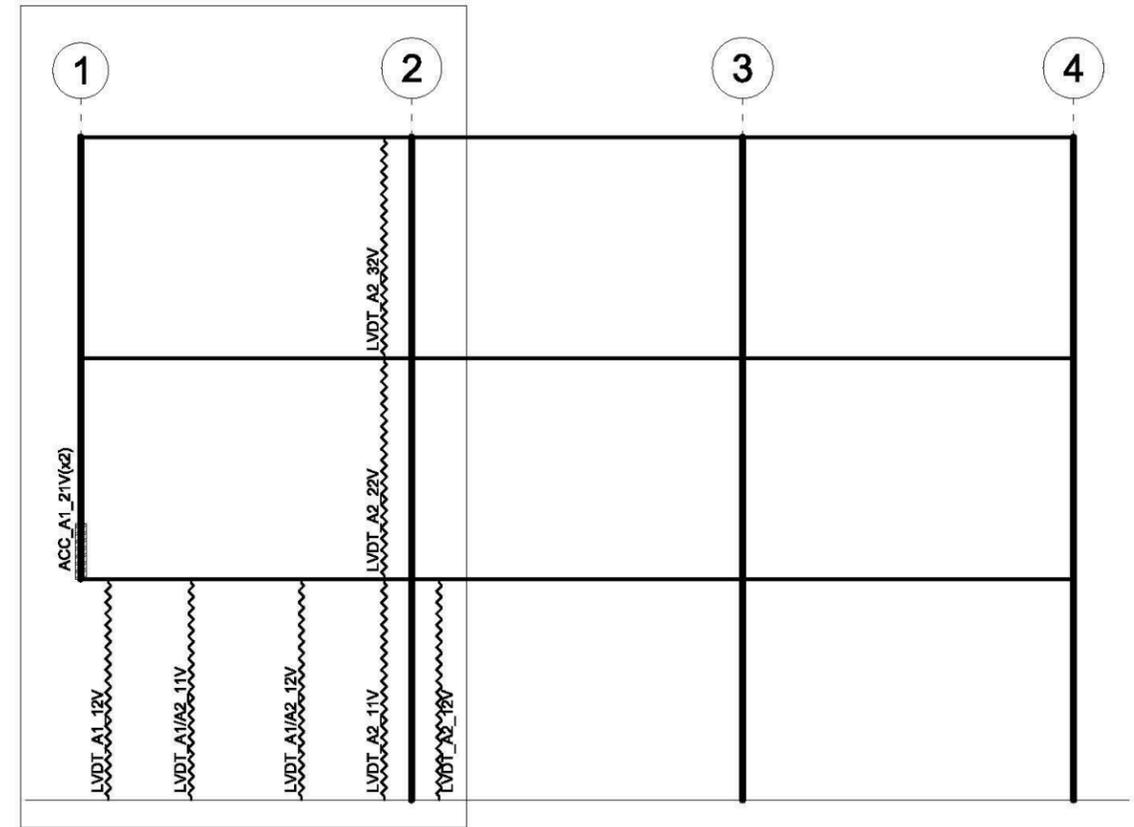
FOS SOBRE LOSAS



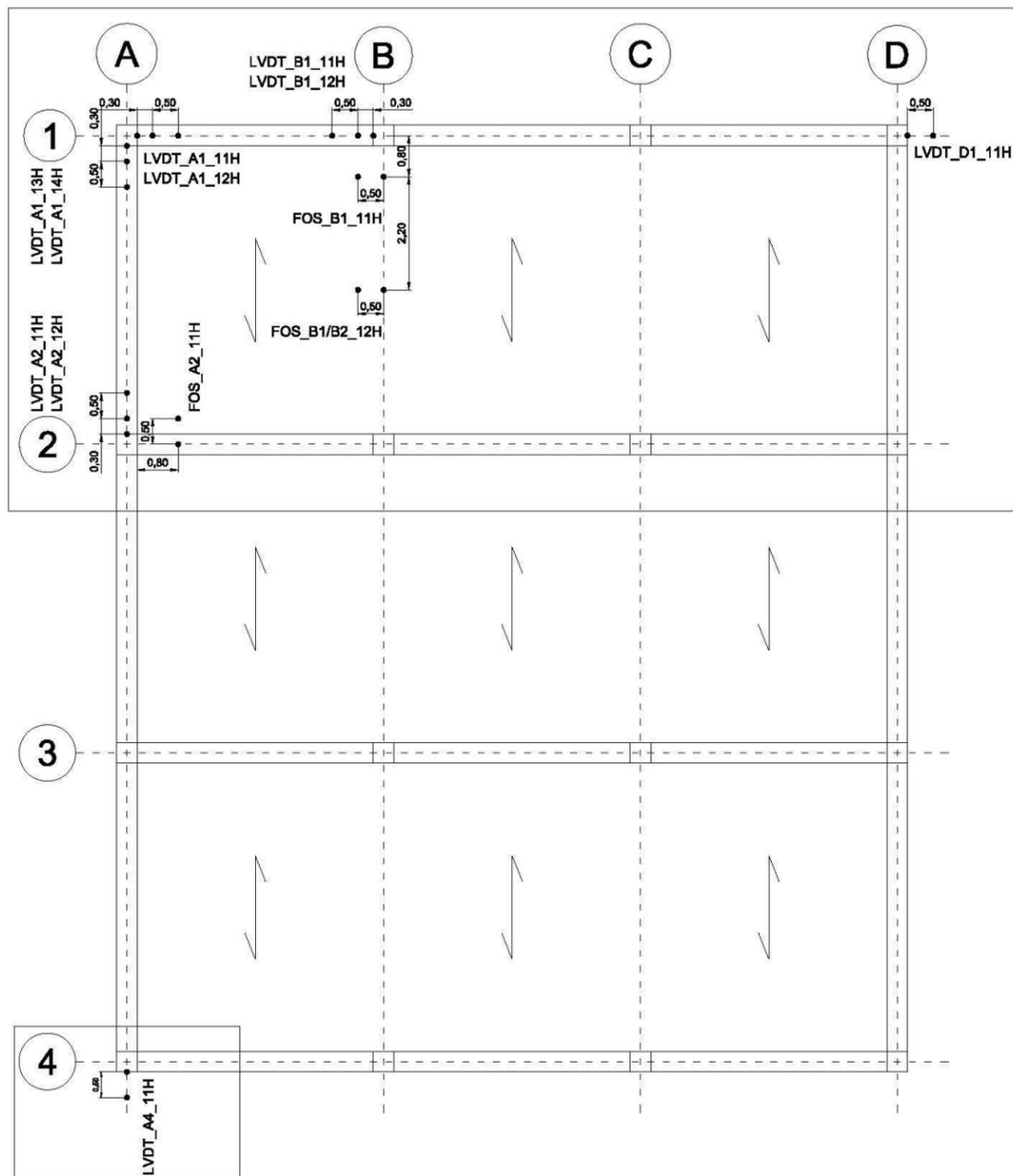
REPLANTEO LVDT's VERTICALES - HIPOTESIS 1



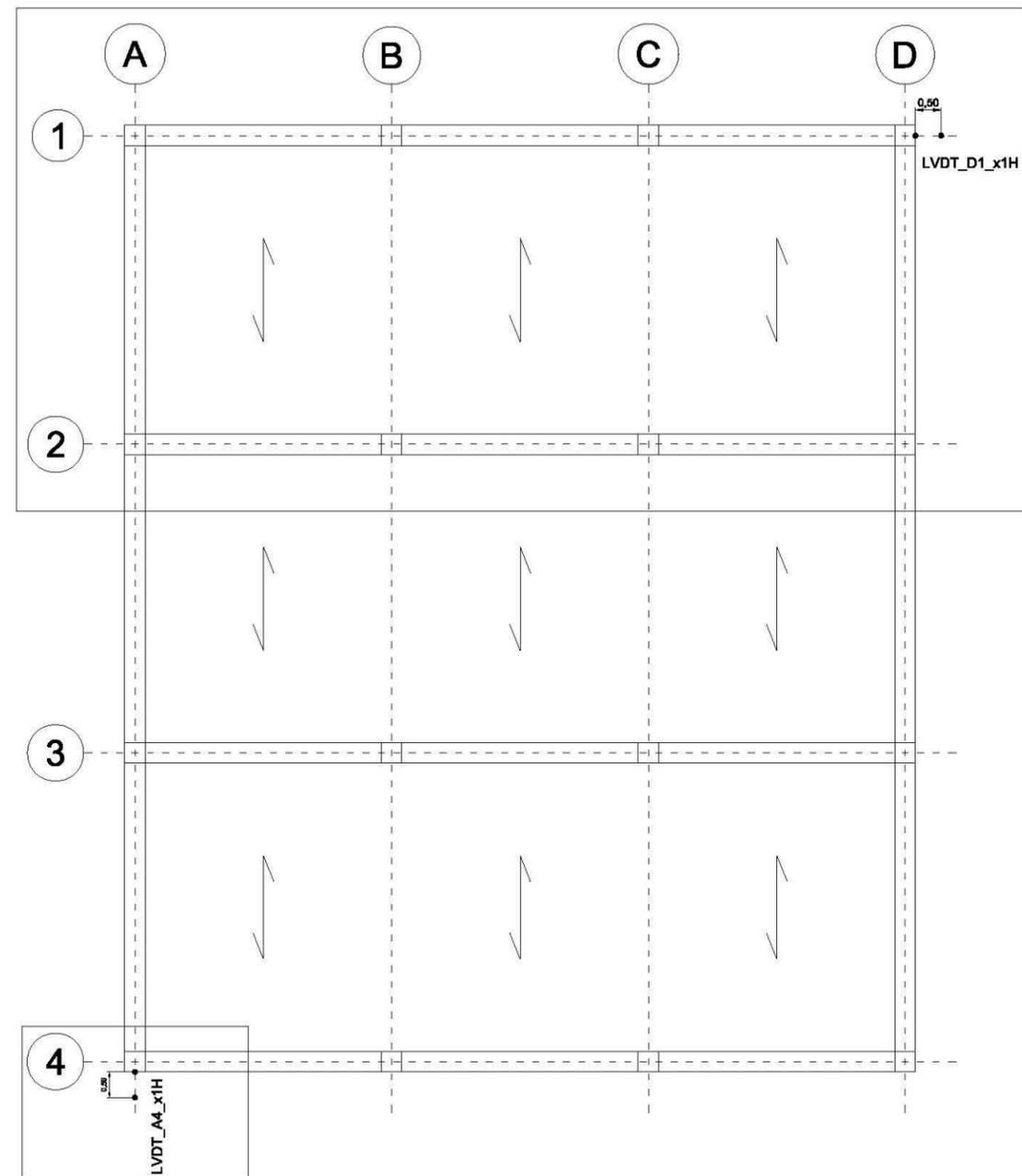
ALZADO LVDT's VERTICALES
- EJE 1 - HIPOTESIS 1



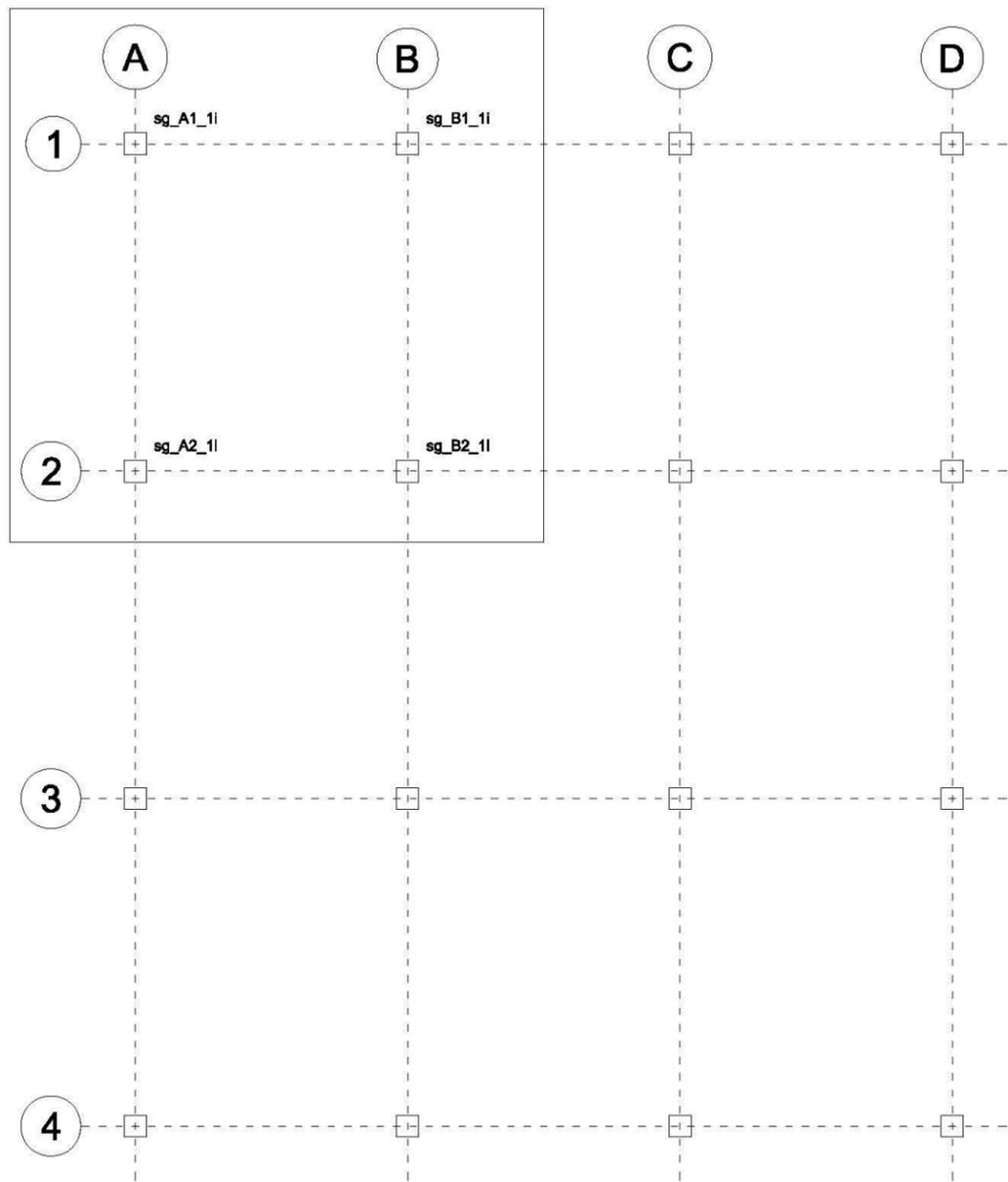
ALZADO LVDT's VERTICALES - EJE A -
HIPOTESIS 1



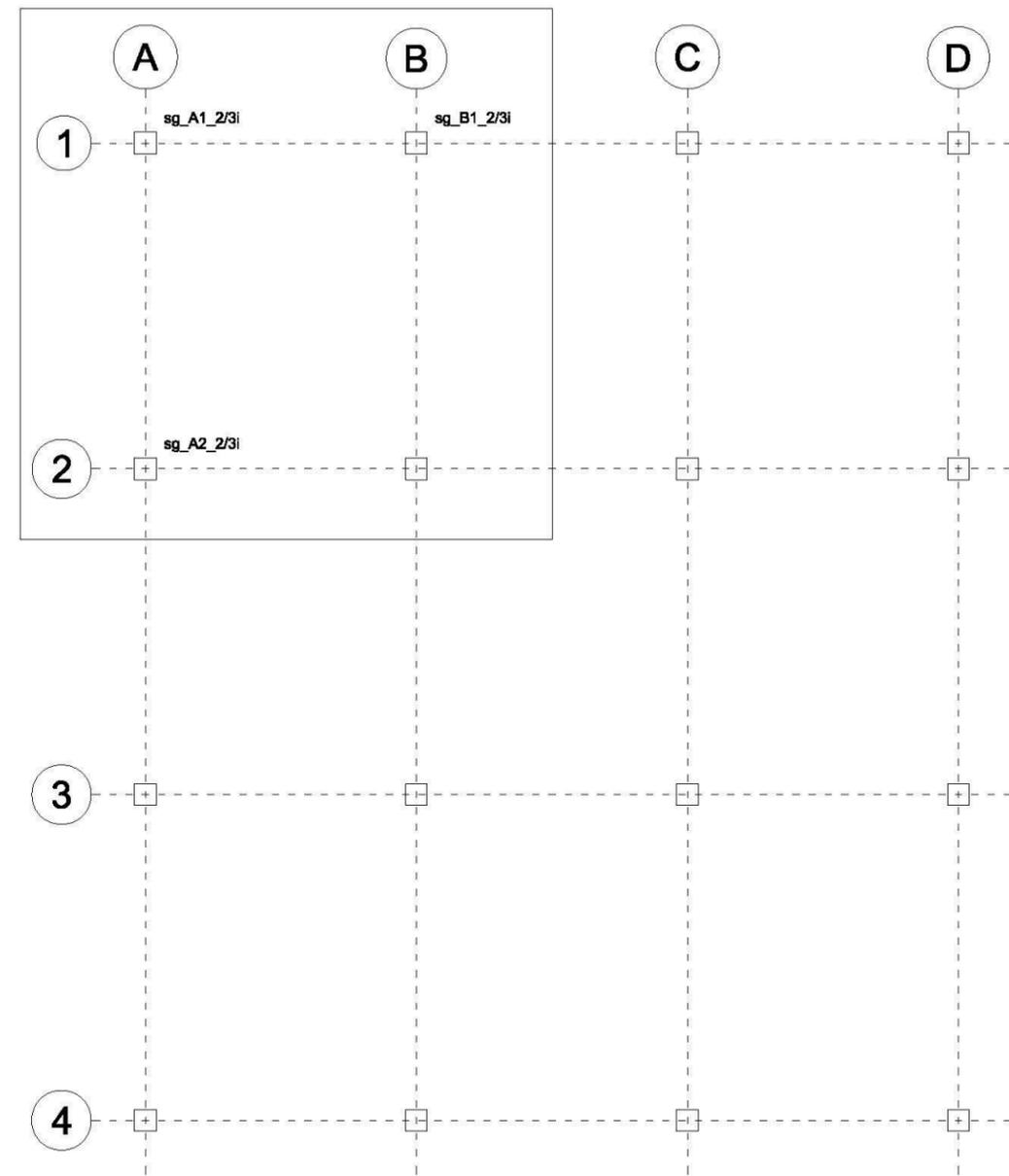
**REPLANTEO LVDT's Y FOS
HORIZONTALES - PLANTA 1 -
HIPOTESIS 1**



**REPLANTEO LVDT's
HORIZONTALES - PLANTA 2
Y 3 - HIPOTESIS 1**

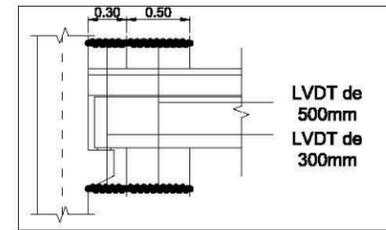


**REPLANTEO GALGAS (sg) -
PLANTA 1 - HIPOTESIS 1**

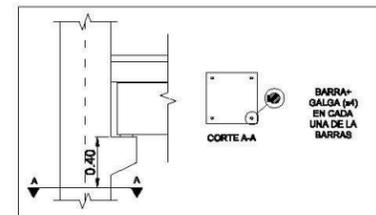


**REPLANTEO GALGAS (sg) -
PLANTA 2 Y 3 - HIPOTESIS 1**

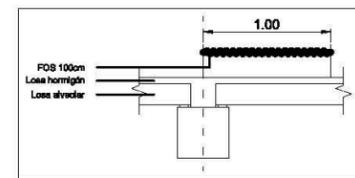
	Acelerómetro
	LVDT's visto en planta y en alzado
	Barra + galga



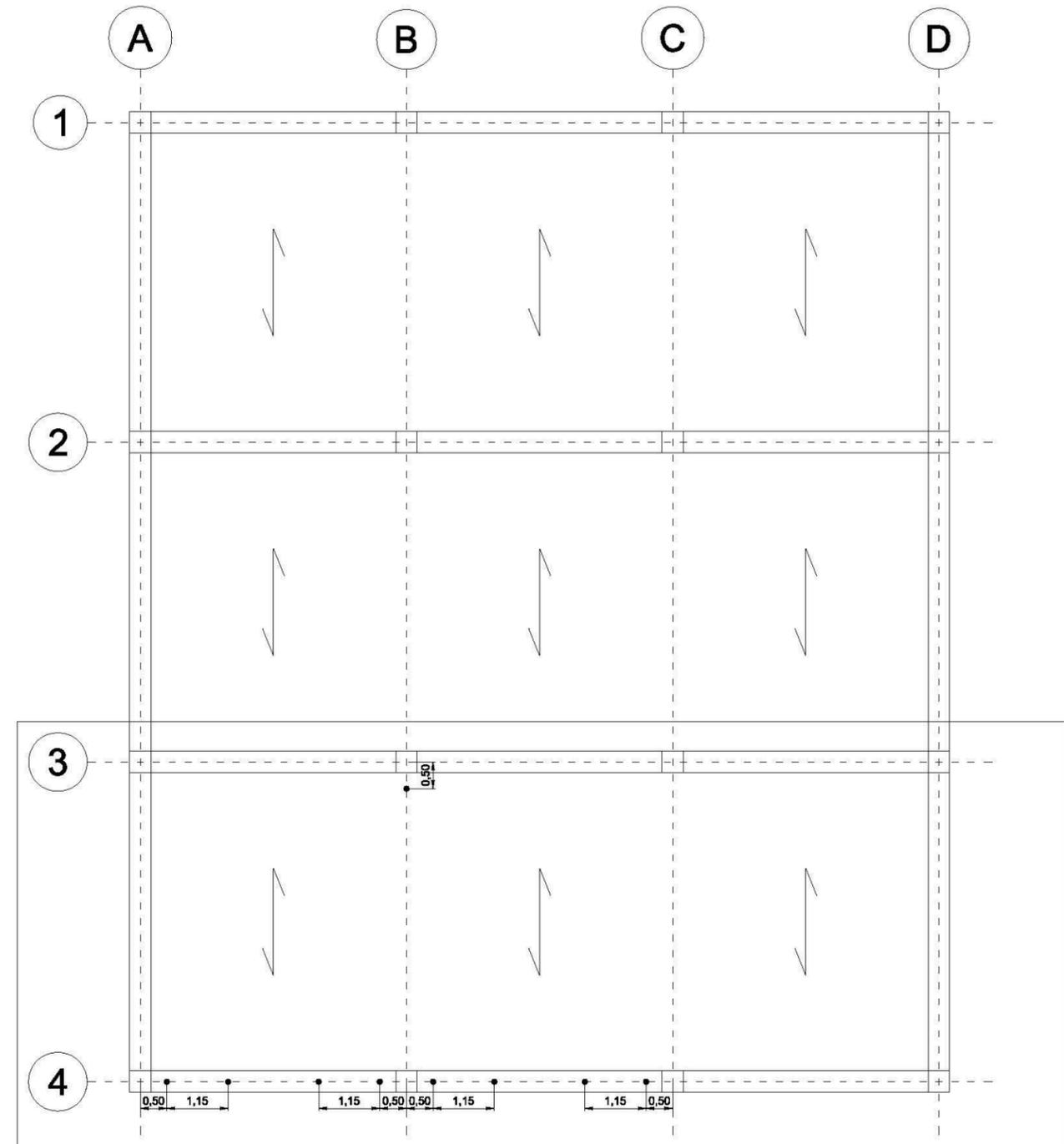
LVDT HORIZONTAL



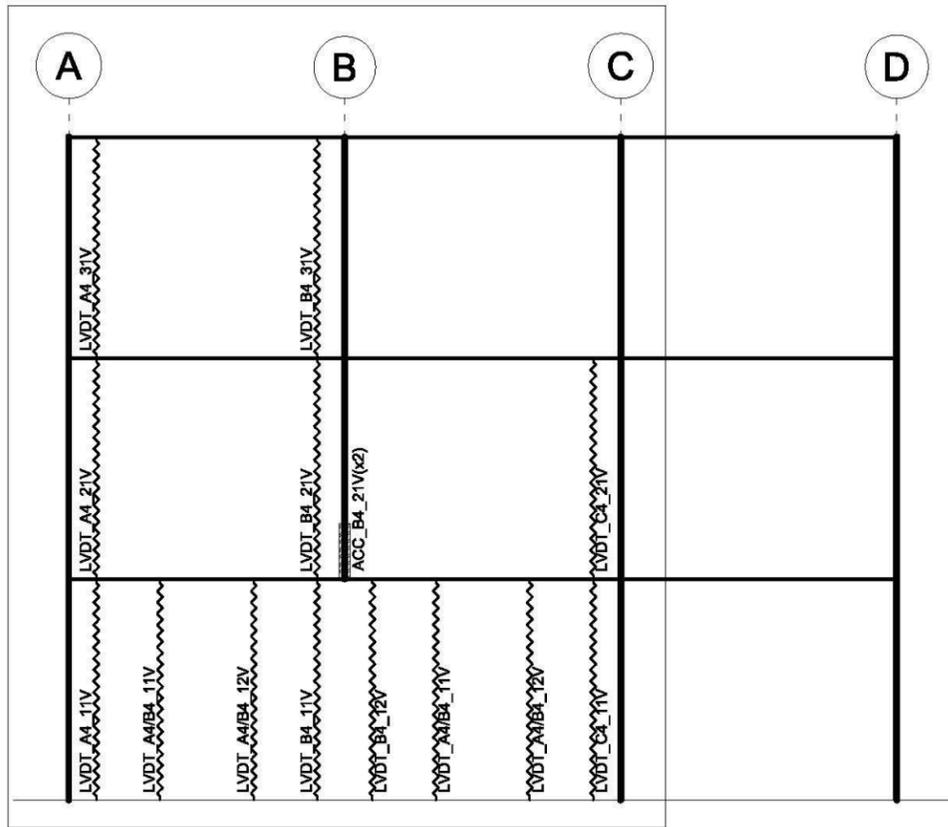
GALGAS (Sg) EN PILARES



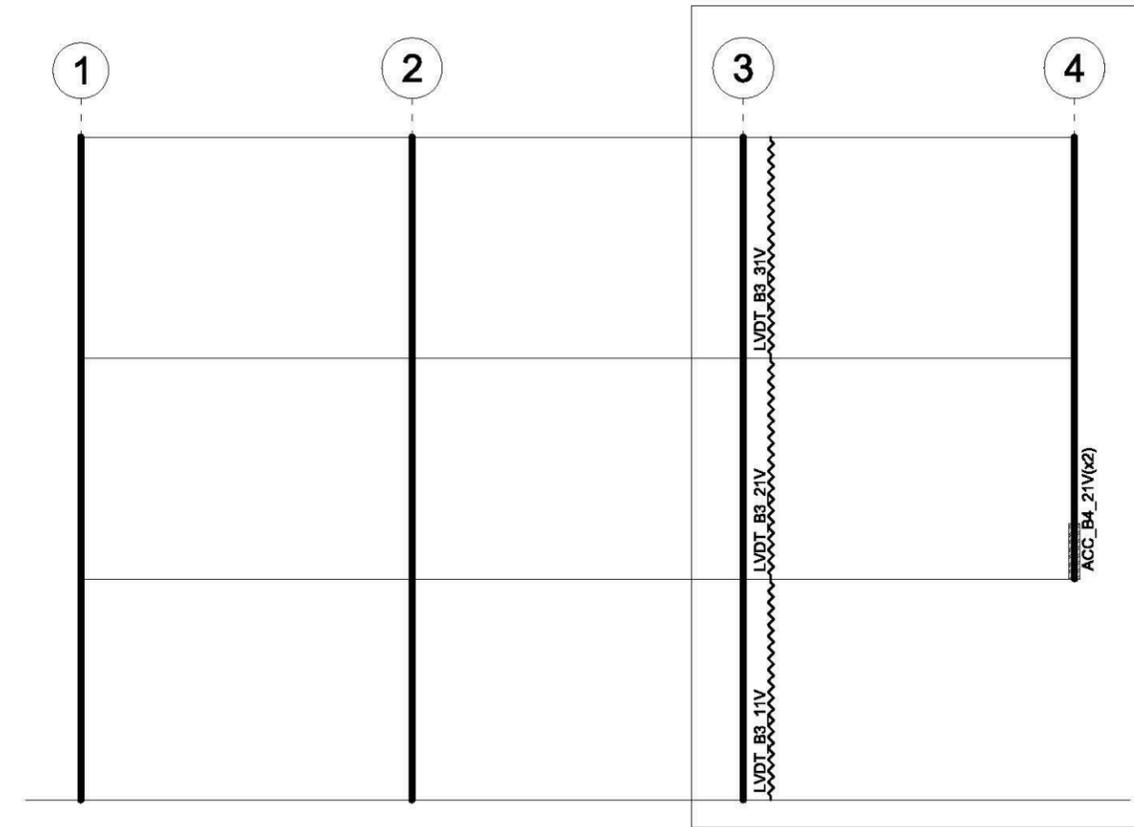
FOS SOBRE LOSAS



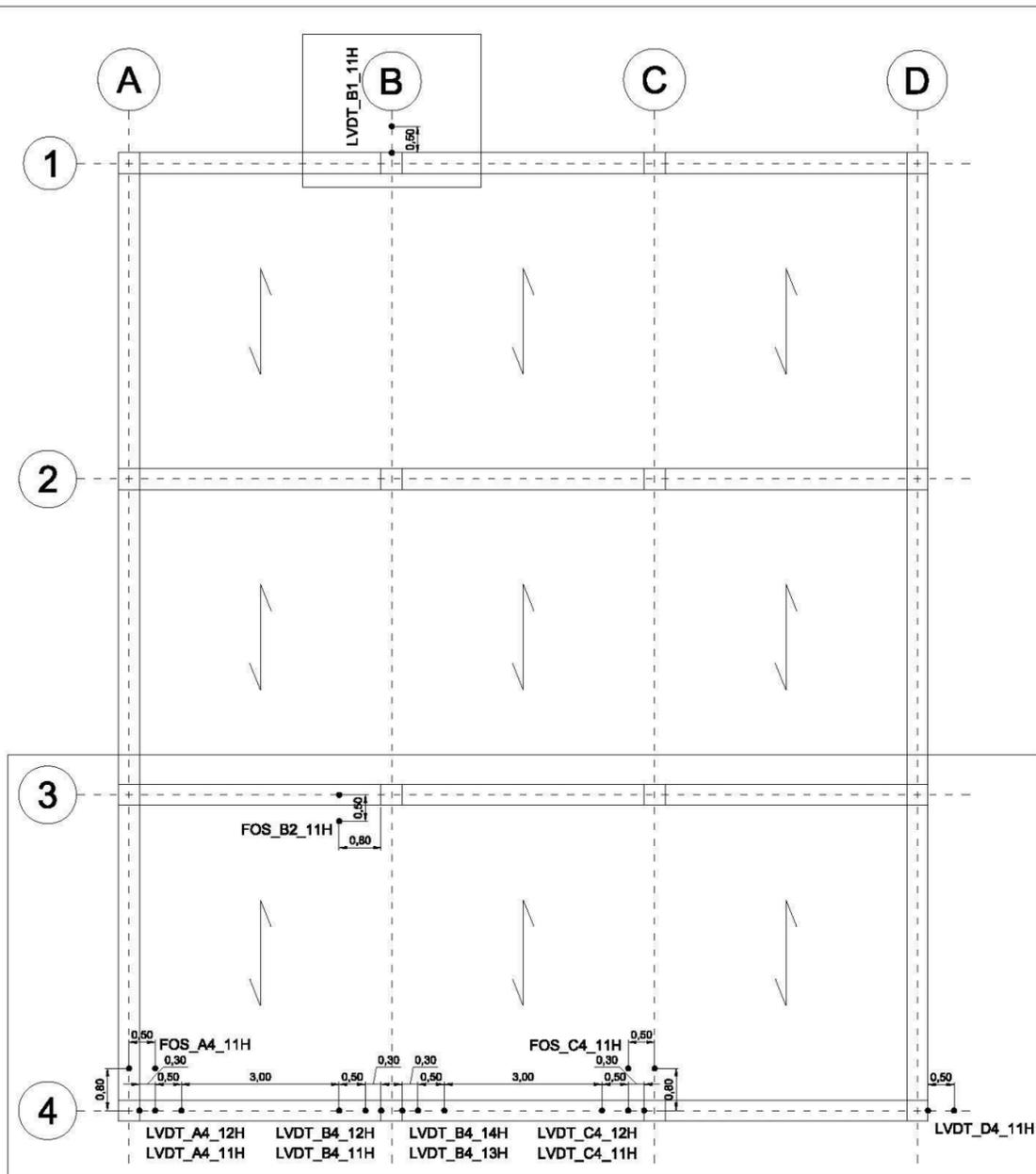
REPLANTEO LVDT's VERTICALES - HIPOTESIS 2



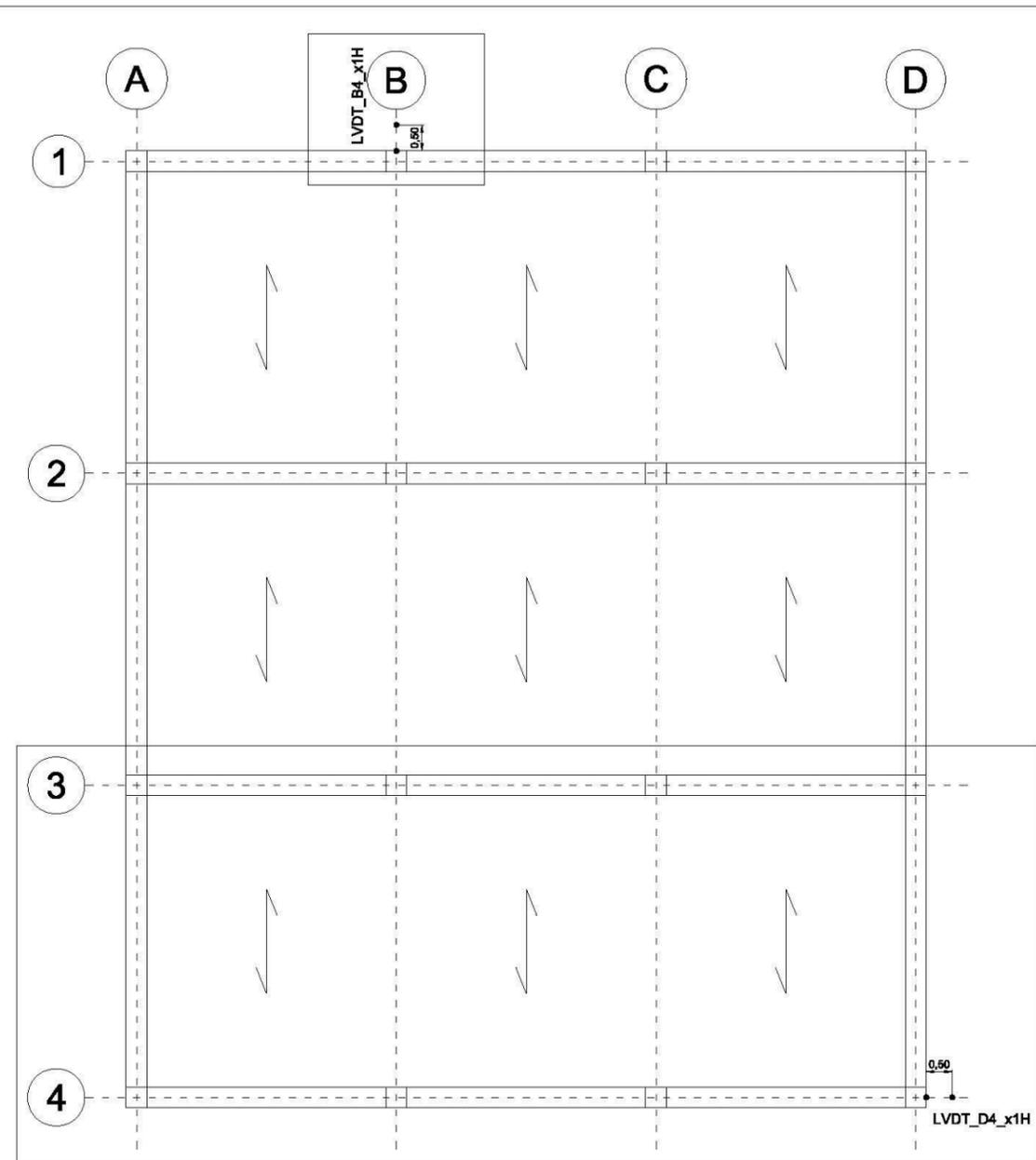
**ALZADO LVDT's VERTICALES
- EJE 1 - HIPOTESIS 2**



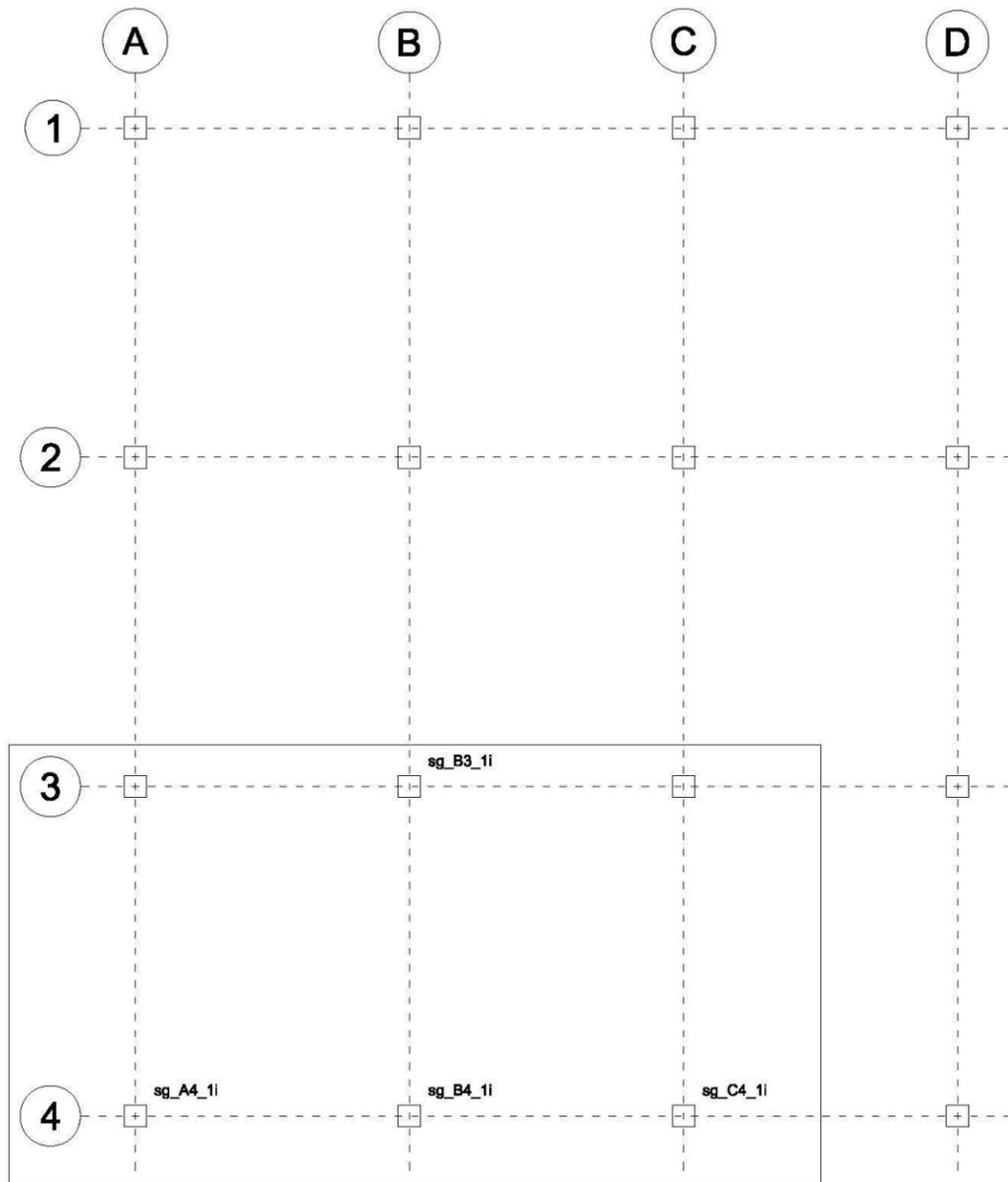
**ALZADO LVDT's VERTICALES - EJE A -
HIPOTESIS 2**



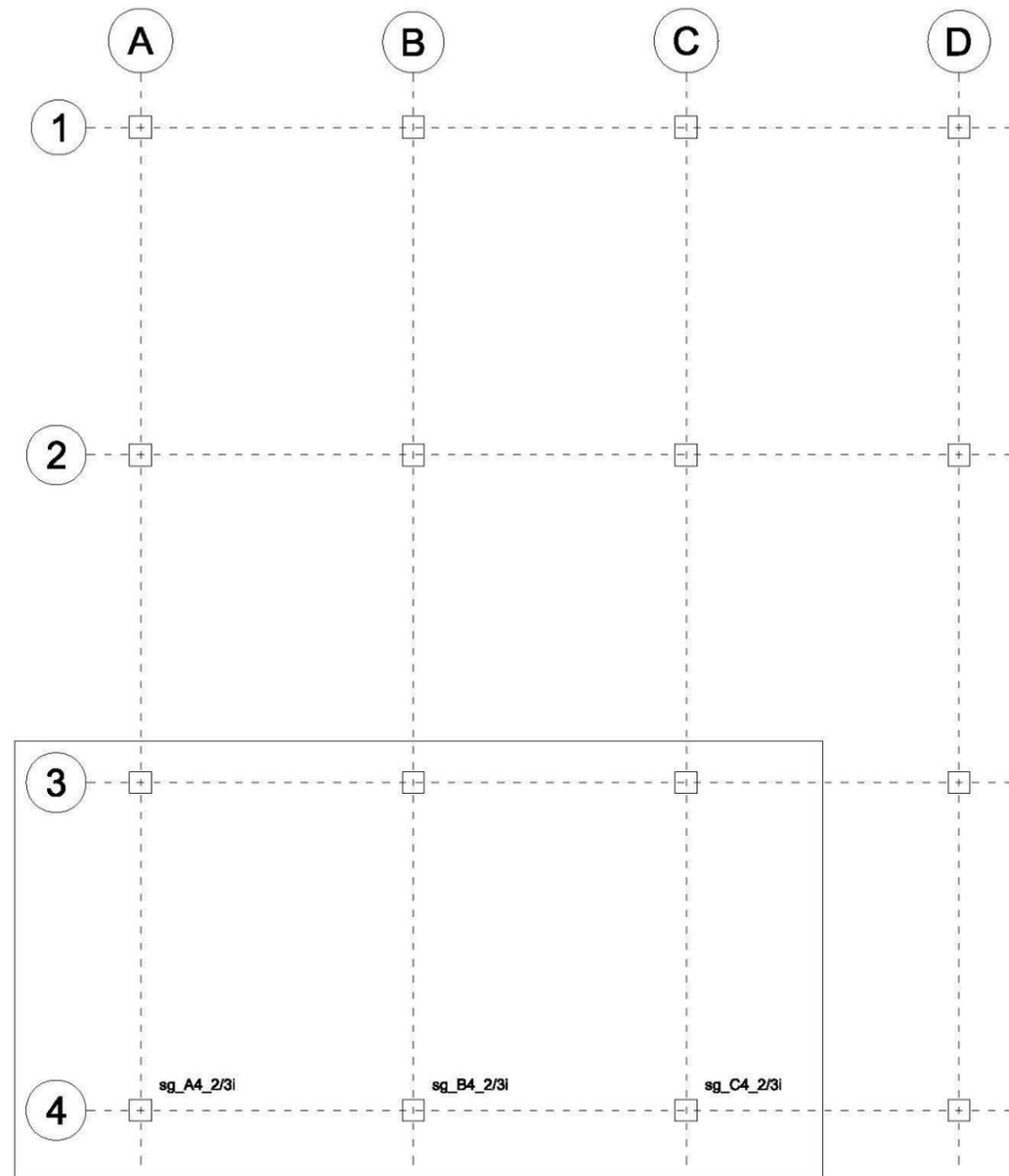
**REPLANTEO LVDT's
HORIZONTALES - PLANTA 1 -
HIPOTESIS 2**



**REPLANTEO LVDT's
HORIZONTALES - PLANTA 2
Y 3 - HIPOTESIS 2**

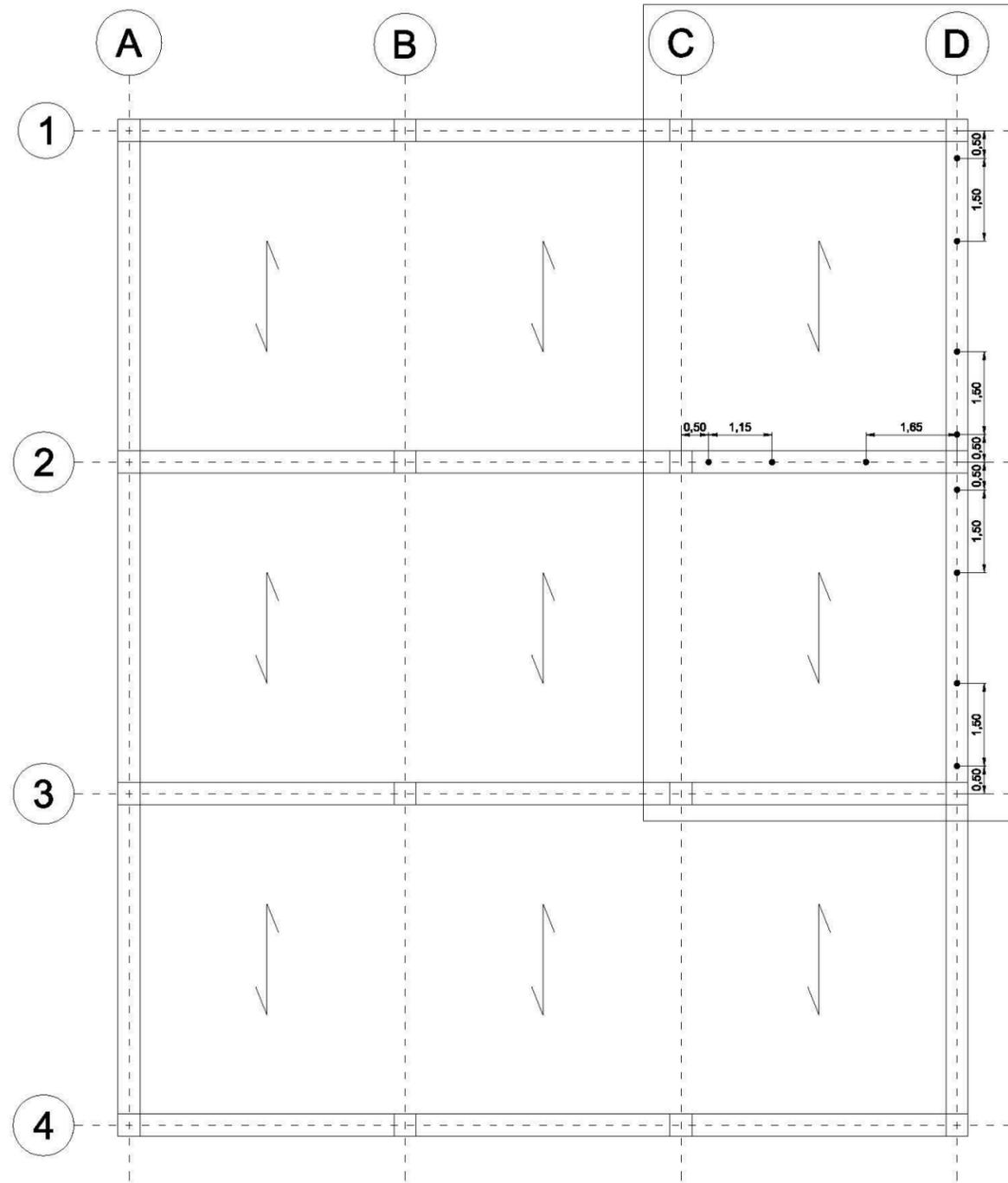
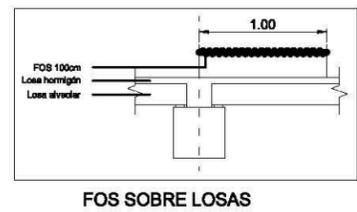
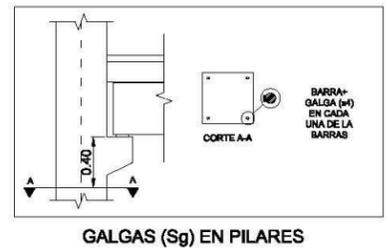
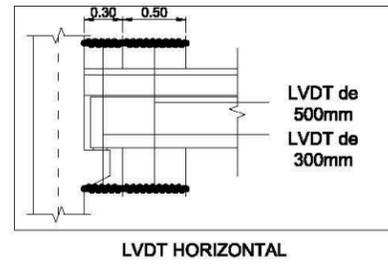


**REPLANTEO GALGAS (sg) -
PLANTA 1 - HIPOTESIS 2**

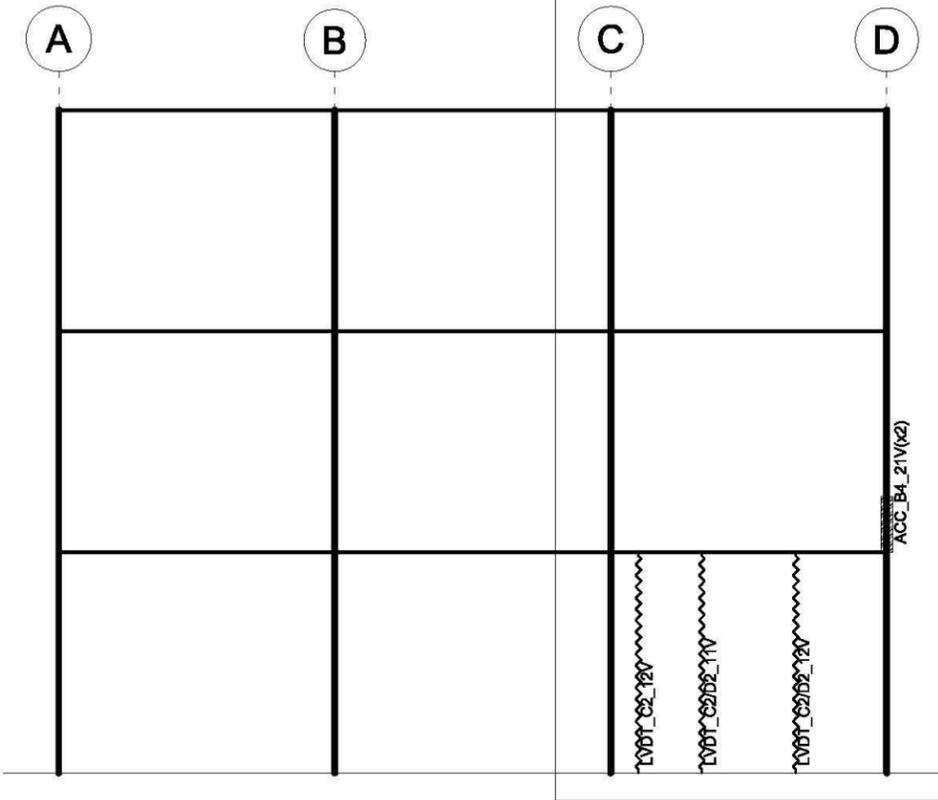


**REPLANTEO GALGAS (sg) -
PLANTA 2 Y 3 - HIPOTESIS 2**

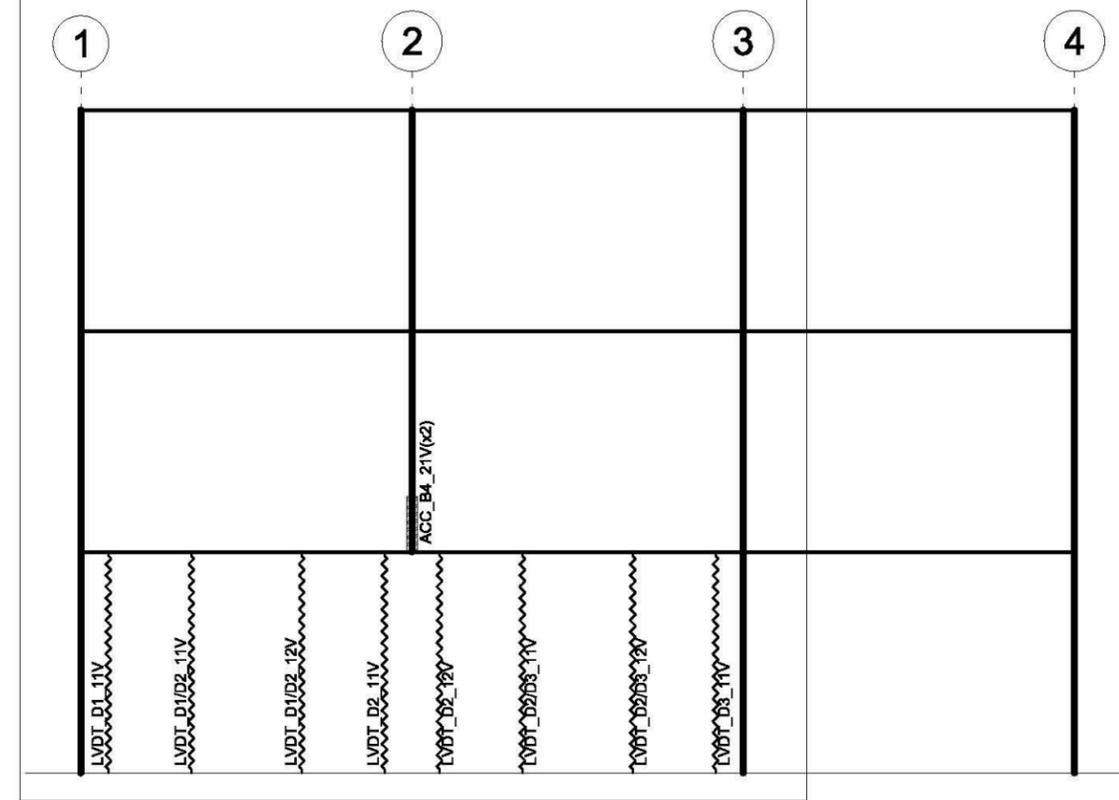
	Acelerómetro
	LVDT's visto en planta y en alzado
	Barra + galga



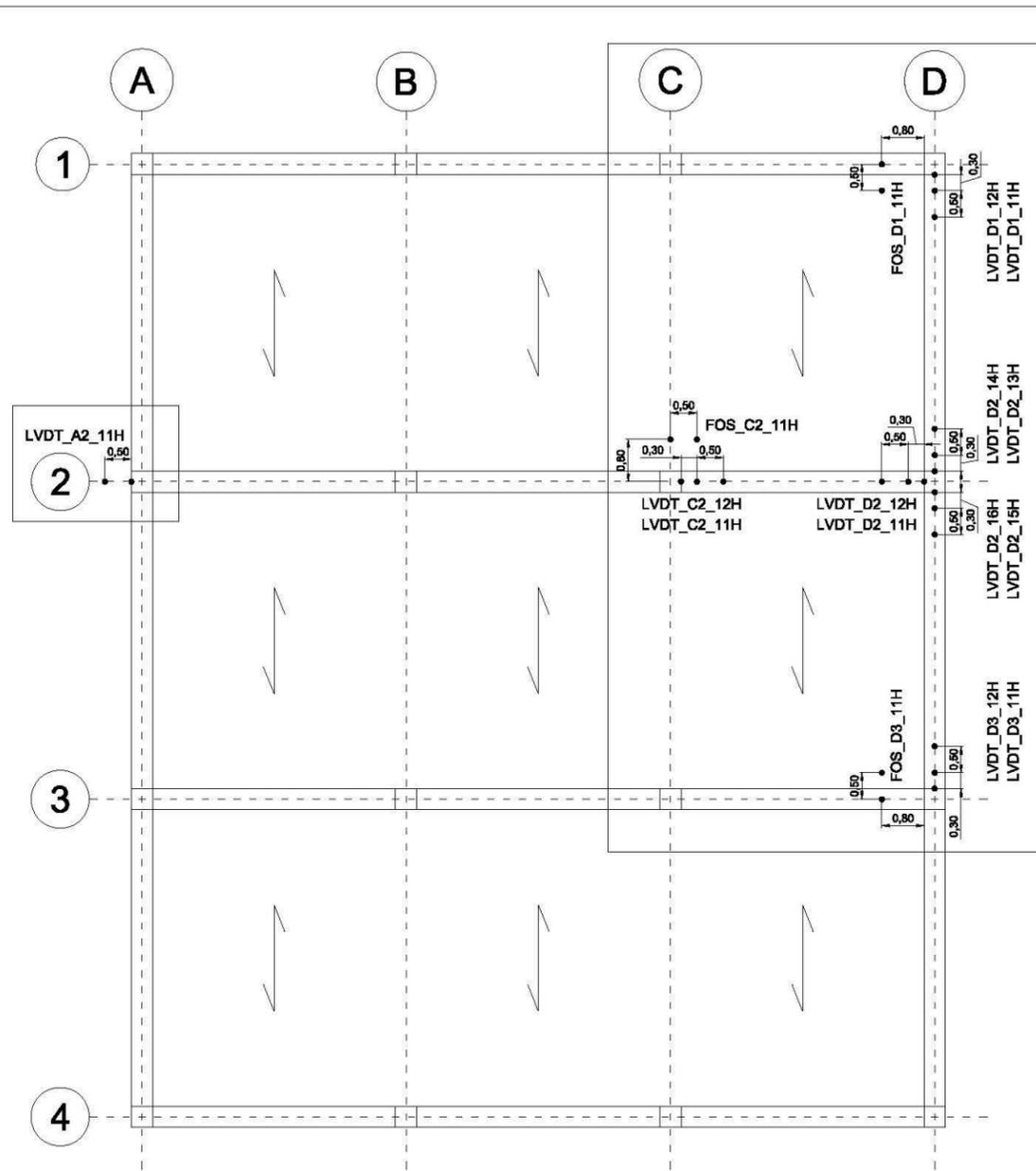
REPLANTEO LVDT's VERTICALES - HIPOTESIS 3



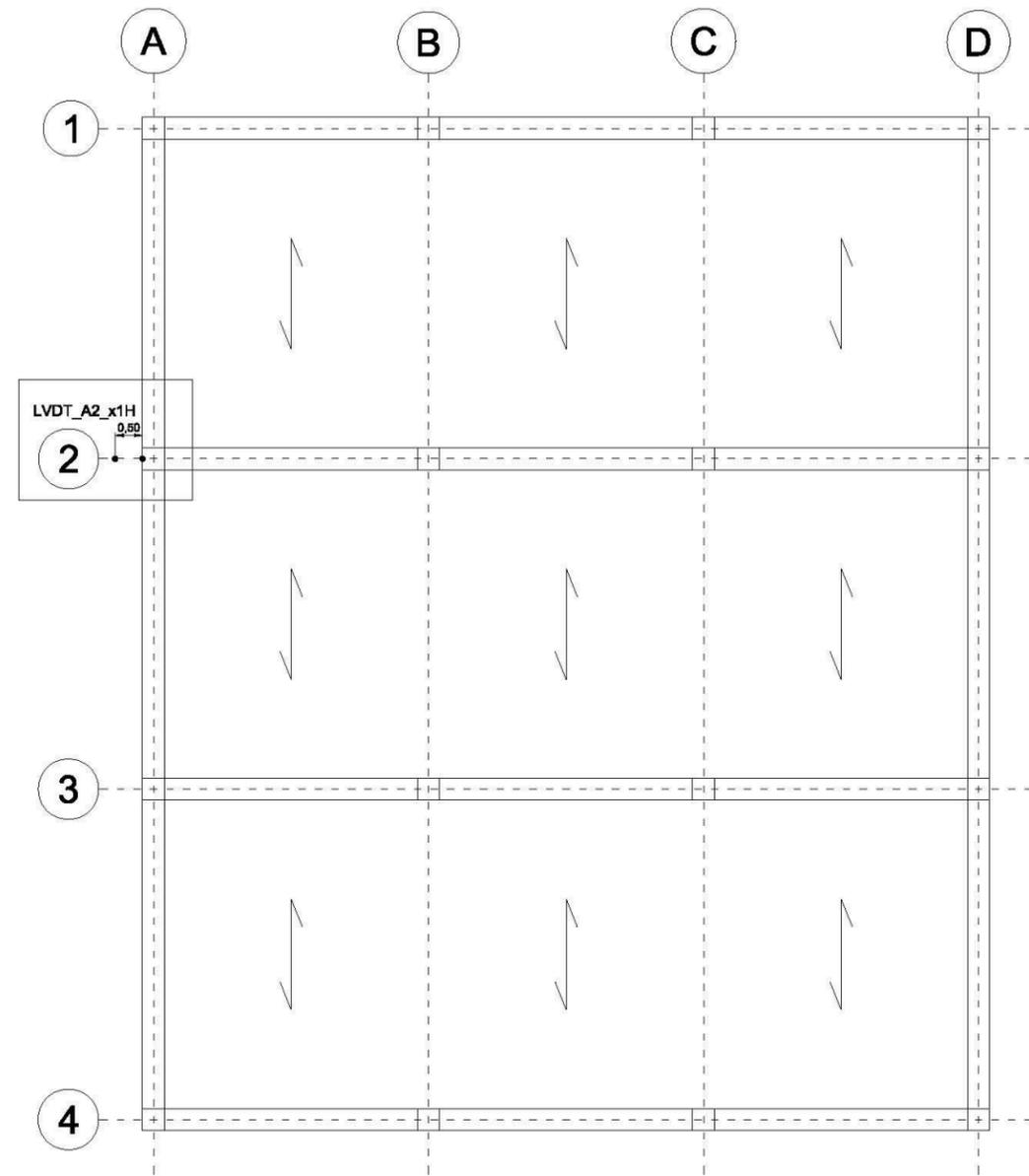
ALZADO LVDT's VERTICALES
- EJE 1 - HIPOTESIS 3



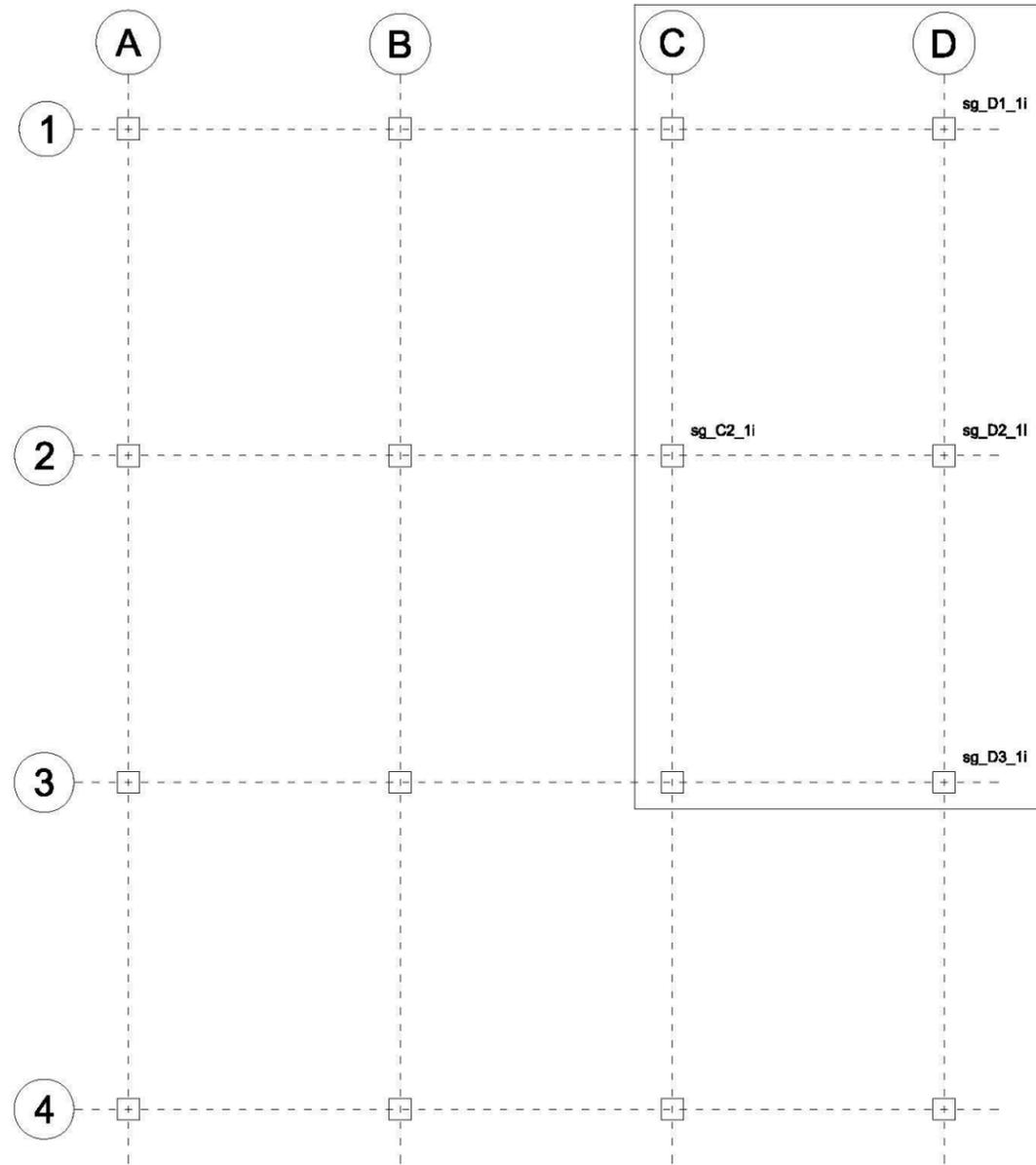
ALZADO LVDT's VERTICALES - EJE A -
HIPOTESIS 3



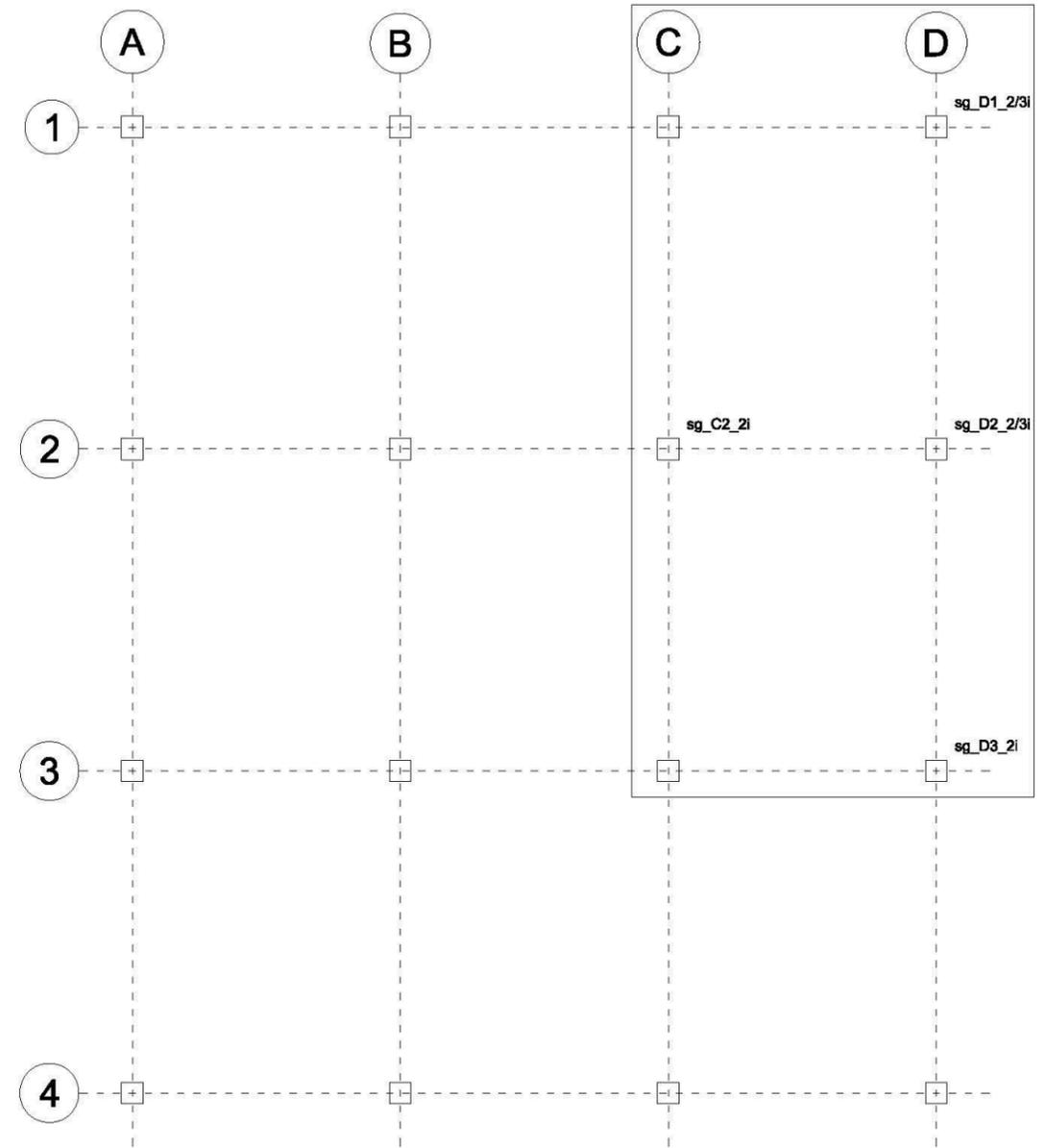
**REPLANTEO LVDT's
 HORIZONTALES - PLANTA 1 -
 HIPOTESIS 3**



**REPLANTEO LVDT's
 HORIZONTALES - PLANTA 2
 Y 3 - HIPOTESIS 3**

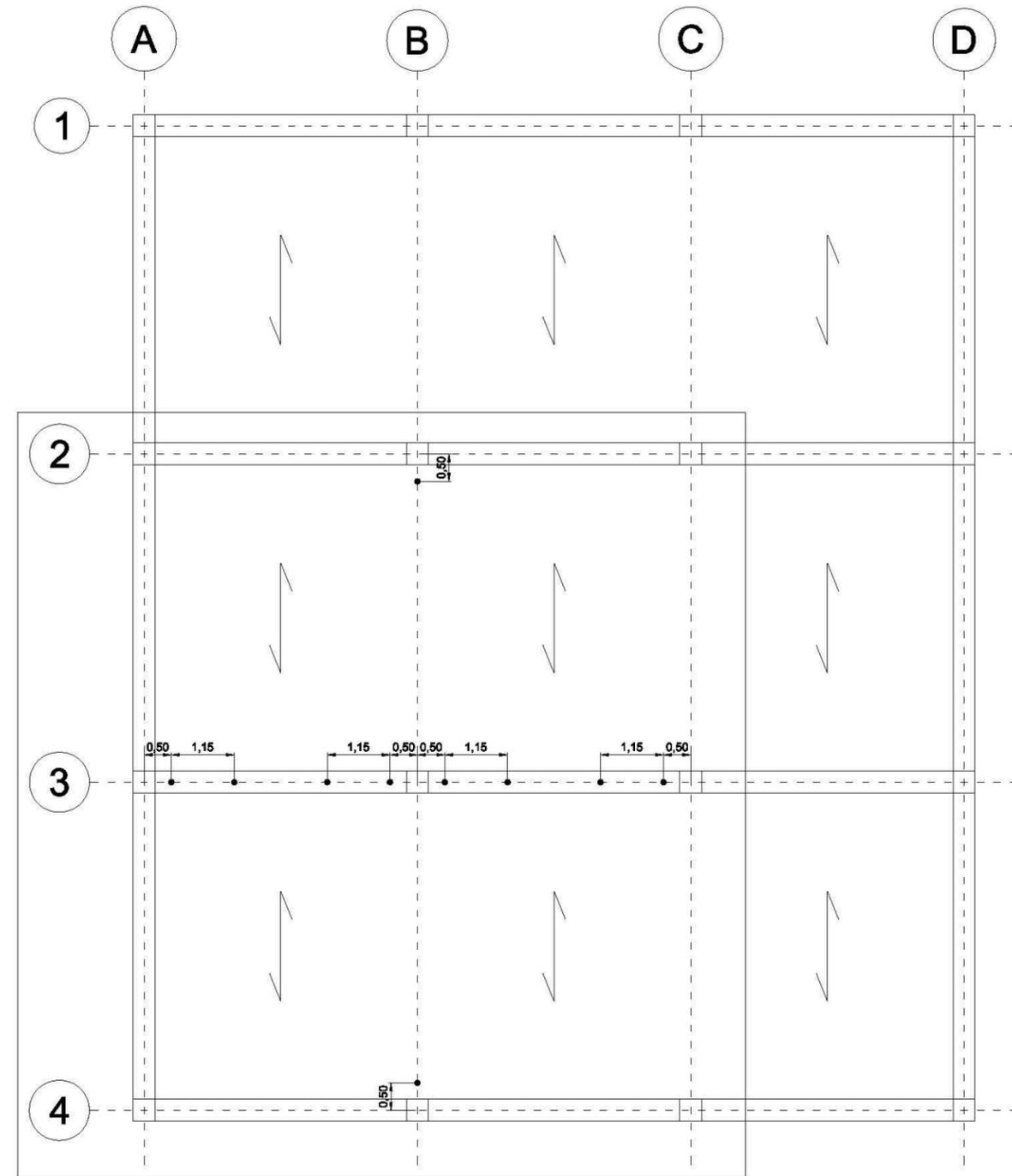
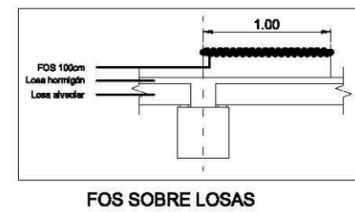
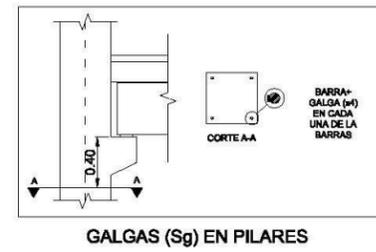
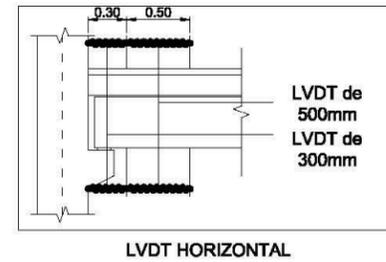


**REPLANTEO GALGAS (sg) -
PLANTA 1 - HIPOTESIS 3**

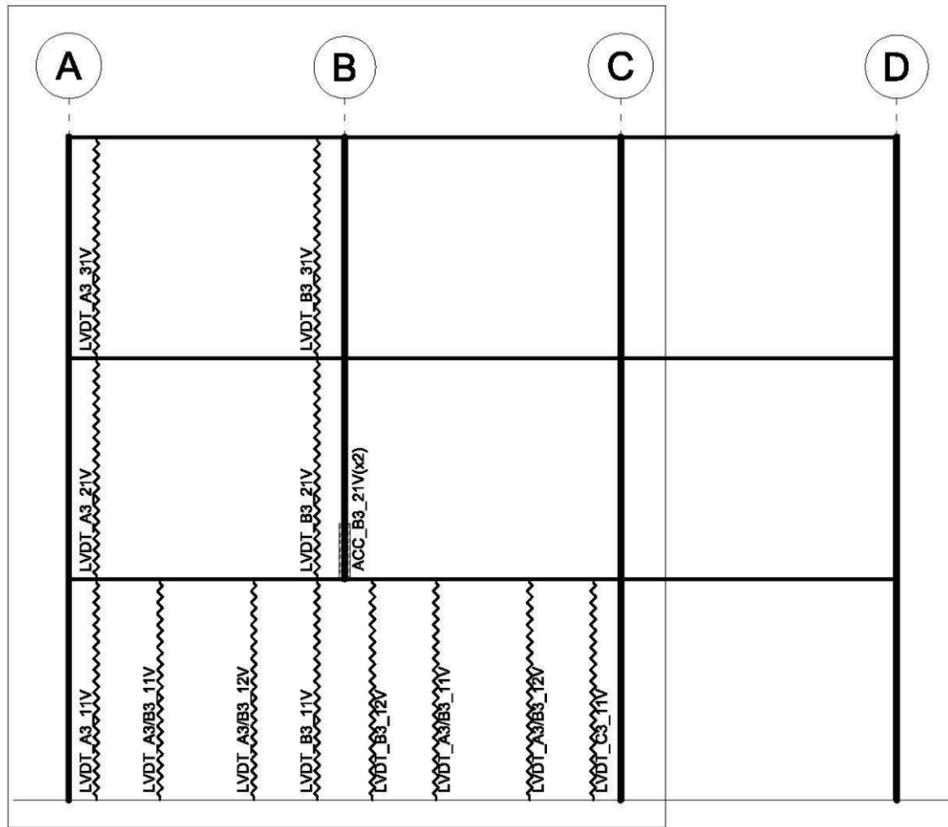


**REPLANTEO GALGAS (sg) -
PLANTA 2 Y 3 - HIPOTESIS 3**

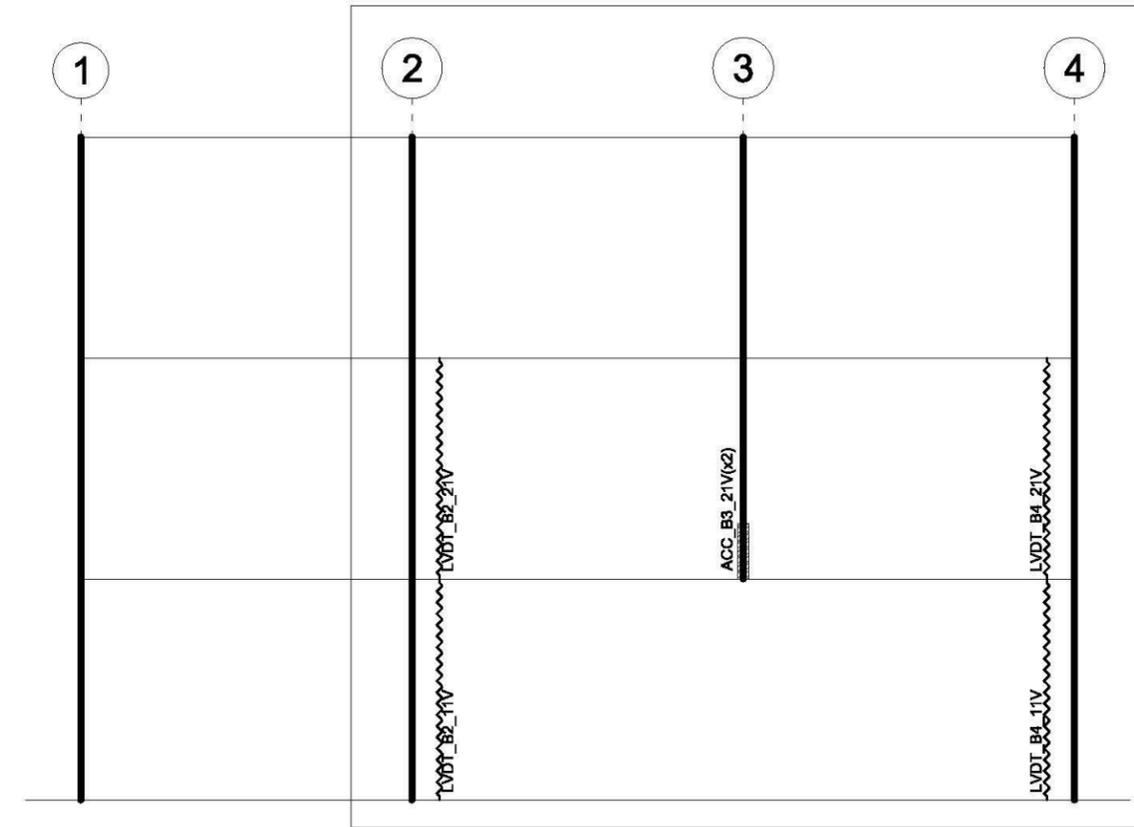
	Acelerómetro
	LVDT's visto en planta y en alzado
	Barra + galga



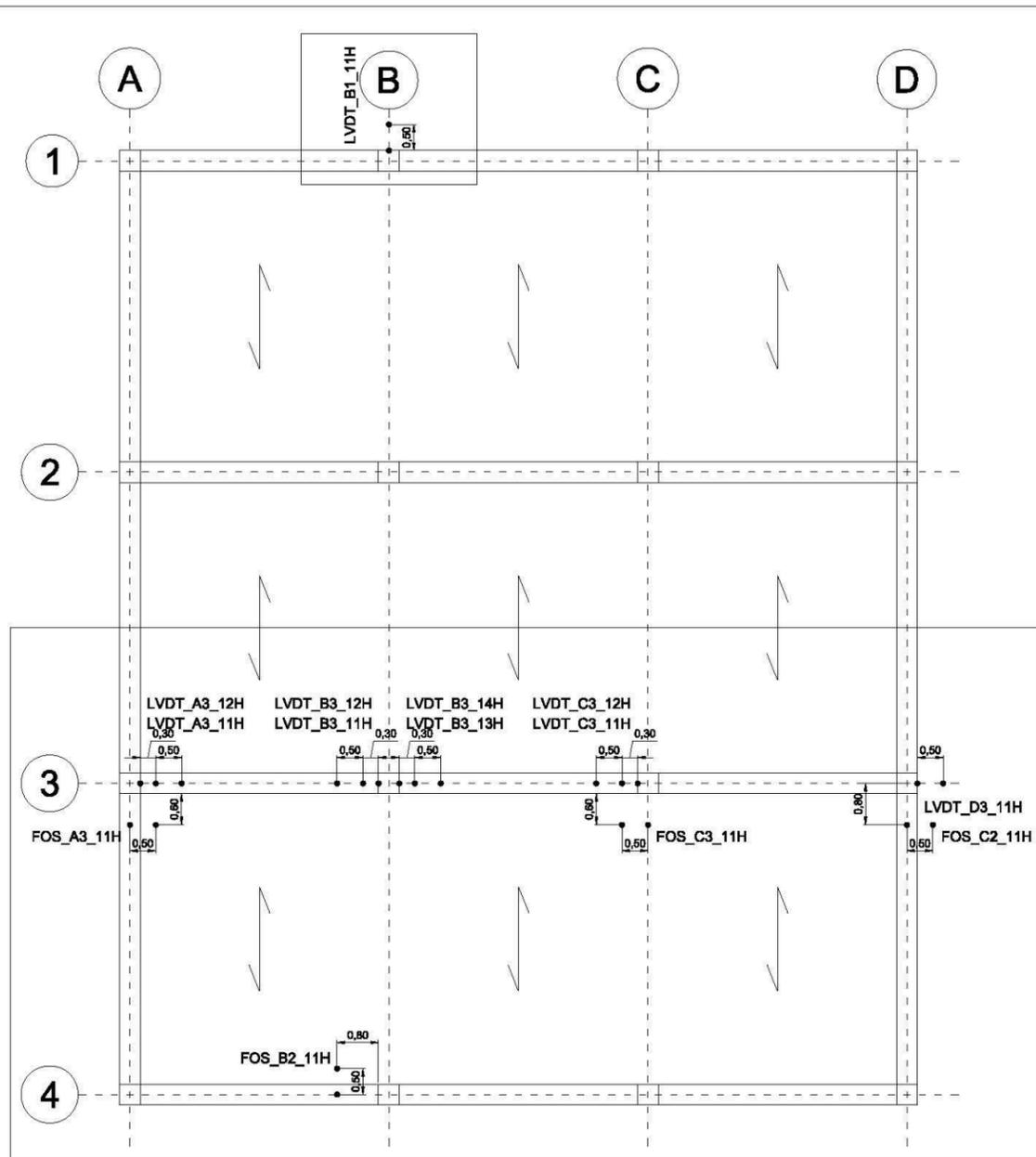
REPLANTEO LVDT's VERTICALES - HIPOTESIS 4



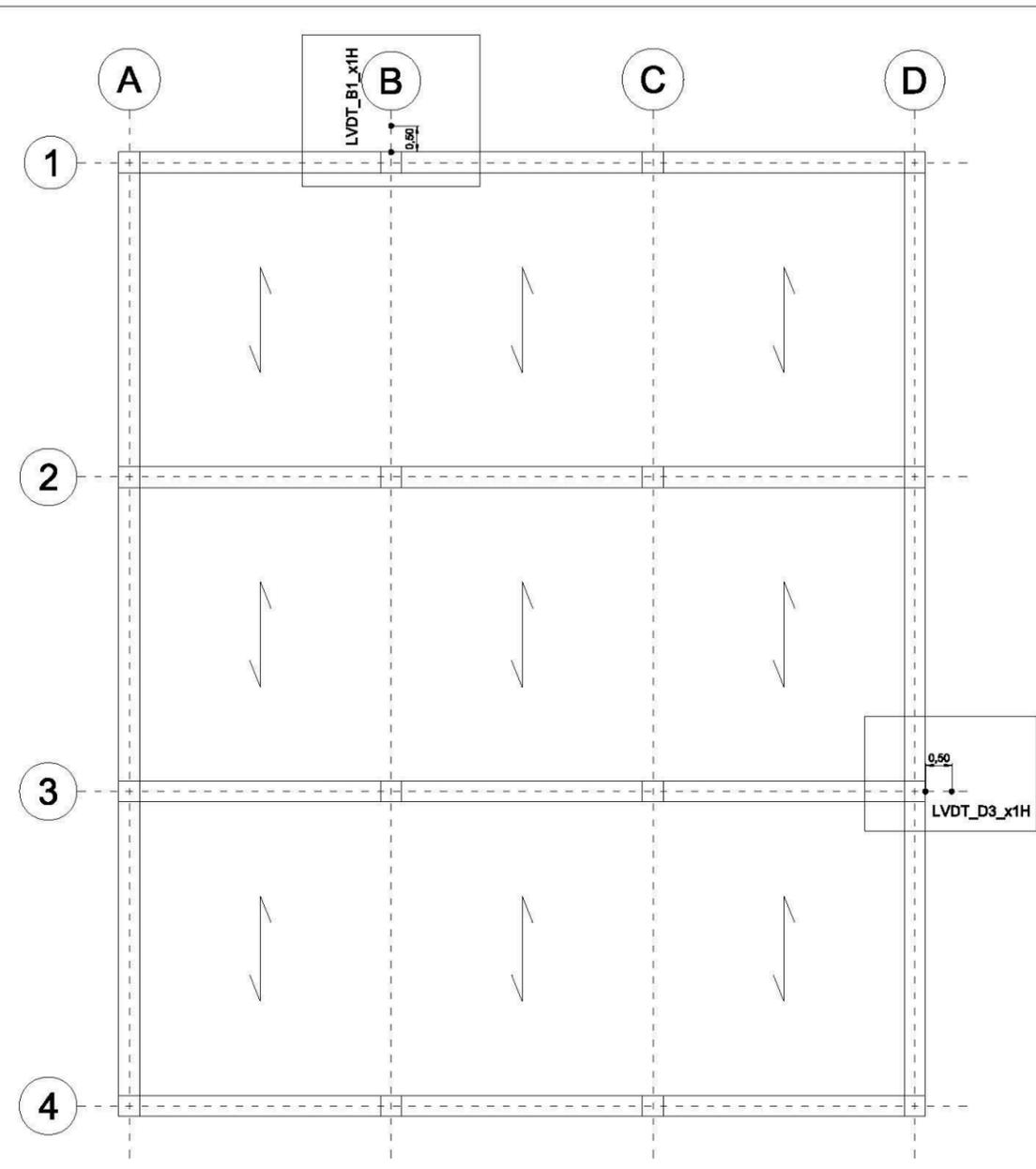
ALZADO LVDT's VERTICALES
- EJE 1 - HIPOTESIS 4



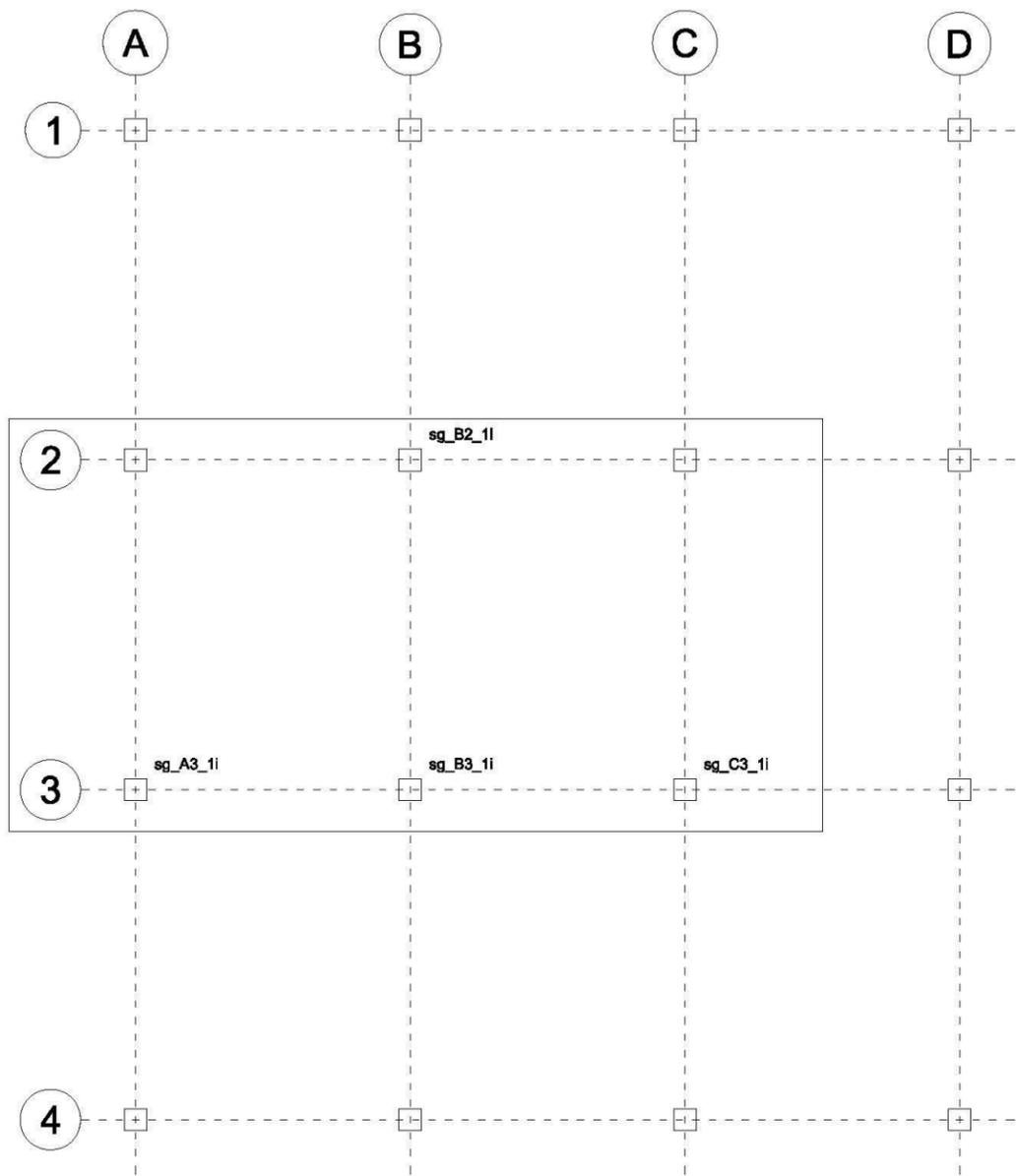
ALZADO LVDT's VERTICALES - EJE A -
HIPOTESIS 4



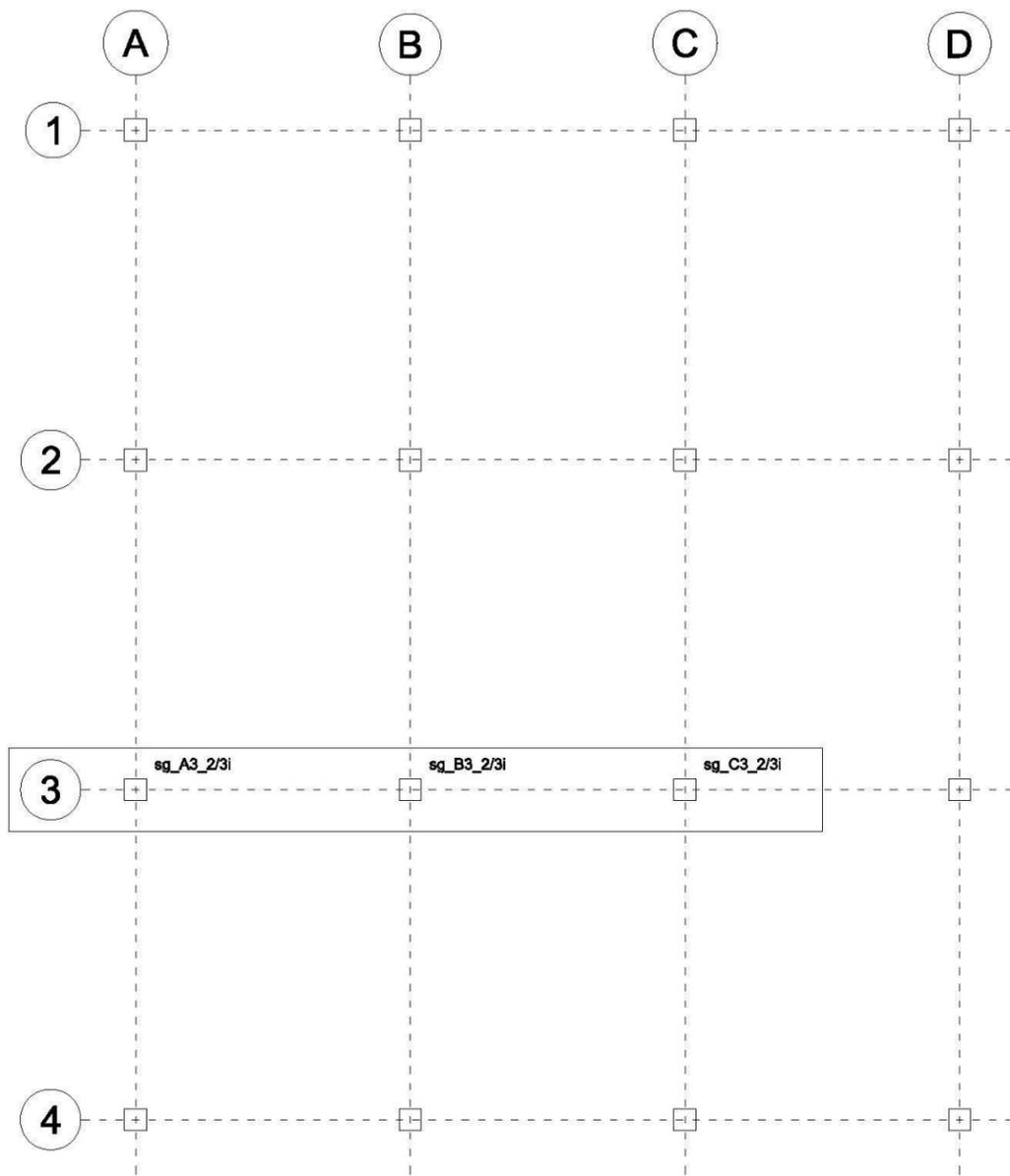
**REPLANTEO LVDT's
HORIZONTALES - PLANTA 1 -
HIPOTESIS 4**



**REPLANTEO LVDT's
HORIZONTALES - PLANTA 2
Y 3 - HIPOTESIS 4**



**REPLANTEO GALGAS (sg) -
PLANTA 1 - HIPOTESIS 4**



**REPLANTEO GALGAS (sg) -
PLANTA 2 Y 3 - HIPOTESIS 4**