



Pirineos 270

Propuesta para el uso concreto de súper alto desempeño -BFUP-
para la construcción de edificios habitacionales

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ARQUITECTURA

Taller Max Cetto

TESIS

que para obtener el título Arquitecto

PRESENTA

Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

SINODALES

Dr. Juan Ignacio DEL CUETO RUIZ FUNES

Dr. Alberto MUCIÑO VELEZ

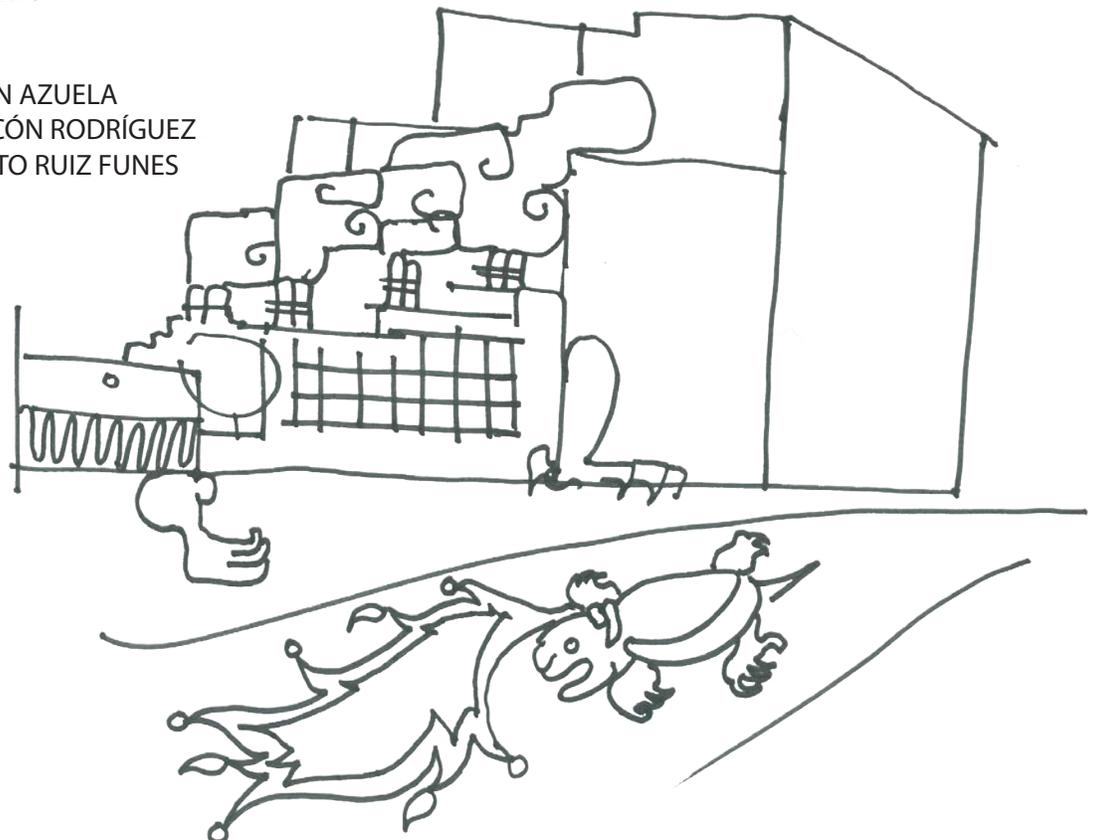
Arq. Eric VALDEZ OLMEDO

ASESORES

Arq. Eduardo ALARCÓN AZUELA

Arq. Luis Manuel CHACÓN RODRÍGUEZ

Arq. Mariano DEL CUETO RUIZ FUNES





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Índice

1. Agradecimientos	5
2. Introducción	7
3. Antecedentes	9
3.1. La Segunda República Española	10
3.1.1. Contexto	10
3.2.1. Producción arquitectónica	11
3.2. Guerra Civil, el exilio del movimiento racionalista	13
3.2.1. El conflicto	13
3.2.2. Éxodo	16
3.3. José Caridad Mateo	18
3.3.1. Vida en España	18
3.3.2. El exilio	20
3.4. El barco 239	26
3.4.1. Antecedente	26
3.4.2. Estado actual	33
4. El concreto	41
4.1. Cemento portland	42
4.2. Introducción al concreto	45
4.3. Clasificaciones del concreto: Normas Mexicanas y el Eurocódigo	51
4.4. Sustentabilidad en el concreto	53
4.4.1. Introducción	53
4.4.2. Producción	54
4.4.3. Periodo de vida útil	54
4.4.4. Fin de vida útil	56
4.5. BFUP/ UHPC. Concretos de súper alto desempeño	58
4.5.1. Introducción	58
4.5.2. Antecedentes	60
4.5.3. Propiedades mecánicas	61
4.5.4. Variantes de BFUP	62
4.5.5. Procesos de producción	66

4.5.6. Mejoramiento de matrices cimentarias	69
4.5.7. Aplicaciones del BFUP	70
4.5.8. Factibilidad del BFUP en México	72
4.5.9. Observaciones finales	73
4.5. Estructuras laminares	74
4.5.1. Precursores geométricos	74
4.5.2. Condición estructural, estructuras resistentes por forma	77
5. Pirineos 270	87
5.1. Contexto urbano	88
5.1.1. Contexto inmediato	88
5.1.2. Áreas verdes	95
5.1.3. Movilidad	97
5.1.4. Uso de suelo	98
5.2. Lineamientos de diseño	100
5.3 Programa	110
5.4. El proyecto	114
5.4.1. Esquemas d funcionamiento	116
5.4.2. Proyecciones de sombras y asoleamientos	118
5.4.3. Tratamiento de fachada sur	120
5.5. Criterio estructural	122
5.5.1. Generalidades	122
5.5.2. Entrepiso	124
5.5.3. Cargas	125
5.5.4. Cimentación	126
5.5.5. Cubiertas en terrazas	128
5.5.6. Comparativa de concretos de alto resistencia y BFUP	130
6. Conclusiones	134
7. Bibliografía	136
8. Referencias	137
9. Anexos	140
9.1. Patologías del concreto	140
9.2. Normatividad	142
9.3. Consideraciones de cálculo para concreto y acero	145
9.4. Catálogo de cargas	147
9.5. Tableros de entrepiso	152
9.6. Sismo	155
9.7. Diagramas	157
9.8. Cimentación	164
9.9. Criterios de predimensionamiento para concreto	170
10. Planos	175

1. Agradecimientos



Llegado el momento de retribuir es que comprendo que este trabajo; o cualquier trabajo, no es sino la suma de múltiples voluntades.

Agradezco a mis padres y mi hermana, la primera de estas voluntades, su apoyo me permitió desarrollar y concluir esta etapa. Su voluntad excede las palabras, espero este trabajo esté a la misma altura.

A mis sinolades, el Dr. Juan Ignacio del Cueto, el Dr. Alberto Muciño y el Arq. Eric Valdez, su participación fue fundamental y enriquecedora a lo largo de este proceso. Muchas gracias.

Al Arq. Juan Albert, a quien me atrevo llamar buen maestro y amigo, con quien inicié el trabajo referente a *el barco*, en un workshop que él impartió en esta Facultad.

Gracias Memo Vanegas por la geometría. Gracias Lucy, Ely y Manu por el apoyo.

A un buen amigo; Fernando Patiño, con quien discutí el tema en múltiples ocasiones.



Img. 00. Vista desde *la proa* de *Elbarco*.

2. Introducción

Desde finales de siglo XX y principios de este, múltiples construcciones pertenecientes al movimiento funcionalista han ido desapareciendo a causa de diferentes factores:

Su estado de deterioro era tal que habían alcanzado su límite de servicio;
Debido a que su planteamiento estructural no logró adaptarse a las dinámicas actuales o;
Debido a la especulación inmobiliaria.

El barco, un edificio de viviendas ubicado en Pirineos #270, puede ser una de estas edificaciones.

Entendiendo al proyecto arquitectónico como una expresión integrada por múltiples variables que al ser evaluadas en función del tiempo, arroja elementos para establecer una puesta en valor del proyecto en cuestión. De entre estas variables, son tres las que han sido seleccionadas para ser desarrolladas en esta tesis: una histórica, una variable referida a lo material y una referida al entorno.

Para abordar las primera de ellas, en los primeros capítulos de este documento se trata brevemente la vida del arquitecto gallego José Caridad Mateo (autor intelectual del barco), desde su estancia en España hasta su llegada a México y la construcción del inmueble antes mencionado.

En los capítulos siguientes, se evalúa la variable de la parte material; específicamente, enfocada al concreto y a concretos de súper alto desempeño (BFUP). Por lo que se hace una breve reseña histórica del primero de estos, así como de las propiedades y cualidades en torno a él. Con esta base, principia el capítulo en relación a los concretos BFUP, partiendo de la hipótesis de que su uso referido en el dominio de la estructuras implica la producción de elementos más durables y con secciones más esbeltas; e inclusive, una posible aplicación a las estructuras resistentes por forma. Por lo que en éste capítulo se mencionan las características de éste, abundando en la composición y modos de producción del mismo.

Finalmente, en conocimiento de estas variables y en adición de la referente al entorno, se plantea una respuesta; el proyecto de Pirineos 270. En este capítulo se hace un planteamiento estructural a modo de validar el posible uso de concretos de súper alto desempeño.

Con esto se pretende abordar *el barco* dentro de los parámetros antes mencionados, a modo de generar una respuesta congruente a los factores materiales y tecnológicos contemporáneos, permitiéndole ser un participante de la ciudad, y no un elemento de museo.

3. Antecedentes

“Y entonces el exiliado descubre con estupor primero,
con dolor después, con cierta ironía más tarde,
en el momento mismo en que objetivamente ha terminado su exilio,
que el tiempo no ha pasado impunemente,
y que tanto si vuelve como si no vuelve,
jamás dejara de ser un exiliado.”

Adolfo Sánchez Vázquez

3.1. La Segunda República Española

3.1.1. Contexto

El movimiento de la arquitectura racionalista española, puede entenderse como la puesta en escena de los principios de la arquitectura lecorbusiana en territorio español. Si bien, esta encontró mayor impulso durante el periodo comprendido entre 1931 y 1936, en la llamada *Segunda República Española*, sus orígenes se gestan desde la tercera década del siglo XX, con notables figuras como Francisco Azorín Izquierdo, Cayetano de la Jara, el vasco Tomás Bilbao Hospitalet y el catalán Francesc Folguera i Grassi.

La segunda República Española inicia el 14 de abril de 1931, cuando el dictador Primo de Rivera, representante de la monarquía borbona, es vencido en elecciones por el frente republicano, con Nieto Alcalá Zamora como su candidato. Alcalá Zamora dirigirá la república por dos años, seguido por Alejandro Lerroux; de 1933 a 1936, en el llamado *bienio negro*, llamado así por la derogación de las reformas progresistas logradas por el gobierno de Zamora. El último periodo republicano estuvo a cargo de Manuel Azaña, quien reactivó las reformas de Alcalá Zamora, y cuyo mandato se vio truncado por la insurrección falangista.

El gobierno republicano encontró una España resentida por las omisiones de la monarquía: los efectos de la crisis de 1919 aún eran palpables, había rezago en materia de derechos laborales y obreros, aunado a un sector agropecuario en decadencia. En este contexto, los gobiernos republicanos se ven en la tarea de implementar políticas enfocadas en materia social: es aquí donde la arquitectura del racionalismo se hace presente, pues el gobierno encuentra en ella la herramienta para la ejecución de políticas sociales enfocadas a brindar a la población escuelas, hospitales y vivienda obrera.

3.1.2. Producción arquitectónica

A principios de siglo XX en España, formarse como arquitecto en conocimiento del movimiento racionalista solo era posible en las escuelas de arquitectura de Madrid o Barcelona, siendo estas ciudades puntos clave para su producción tanto material como ideológica.

El primer intento para agruparse formalmente como unidades promotoras del movimiento, surge en Barcelona, con la formación del GATCPAC (*Grup d'Artistes i Tècnics Catalans per al Progrés de l'Arquitectura Contemporània*) en 1929, algunos de sus miembros; Josep Lluís Sert, Antoni Bonet i Castellana, Ramon Duran i Reynals, por nombrar algunos. Sin embargo, los alcances de esta organización se limitaban a Cataluña. Un año más tarde, se formó en Zaragoza el GATEPAC (Grupo de Artistas y Técnicos Españoles para el Progreso de la Arquitectura Contemporánea), con miras a extender el movimiento en todo el territorio. De esta primera reunión vino la formación de tres regiones, la región centro (Madrid) al frente de Fernando García Mercader, la región norte (País Vasco) con José Manuel Azpurúa y la región este (Cataluña) con Sert y Josep Torres Clavé.

Las primeras experiencias del racionalismo ibérico, se hicieron acompañar de ornamentos propios de las diferentes regiones donde tuvo lugar, hecho que no merma su importancia, pues estos primeros proyectos fueron clave para producciones futuras. Ejemplo de ello es el *Real Club Náutico de San Sebastián* (Img. 01), construido en seguimiento de los principios dados por Le Corbusier; el resultado, un edificio que sin ser un replica de un navío en tierra, logra evocarlo formalmente. El proyecto se ubica en la provincia vasca de Guipúzcoa, y fue encargado a los arquitectos José Manuel de Azpurúa y Joaquín Labayen. Su construcción tomó dos años, siendo concluido en 1929 (Docomomo Ibérico 2012).

En el País Vasco, Tomás Bilbao, fue una de las figuras más sobresalientes de la época, con un gran repertorio de edificios construidos a lo largo y ancho de dicha comunidad (principalmente habitacionales). Una de sus obras más significativas, es el *pabellón de Altos Hornos de Vizcaya* (Img. 02), proyectado para la exposición Universal de Barcelona de 1929 (Del Cueto, 2014).

En materia de salud, se encuentra el *Dispensario Central Antituberculosos de Barcelona*, de los arquitectos Josep Torres Clavé, Josep Lluís Sert y Joan Baptista Subirana (Img. 03). El encargo fue realizado a la GATPAC por el mismo Gobierno de la Generalitat de Catalunya en 1934, pero no pudo concluirse hasta 1938, a causa de la guerra.

Otro punto importante en el gobierno republicano, fue reformar las leyes referentes a vivienda obrera, cuya mala puesta en marcha, había tornado el programa decadente y mal encausado. Los programas de vivienda obrera surgieron en la España monárquica, con el *Proyecto para la Ley de Casas Baratas* de 1907, redactado en buena parte por Adolfo González Posada, y aprobado en 1911 gracias a la intervención de Fernando Merino. Para la tercera década del siglo XX, el problema de vivienda en España no había sido resuelto por esta primera ley, por lo que fue redactada una segunda en 1921, la cual otorgó mayores facilidades para la obtención de una vivienda.

Para 1925 el dictador Primo de Rivera, aprobó una tercera ley de casas baratas, redactada por Eduardo Aunós Pérez, en ella, se establecen las siguientes modalidades de vivienda:

- Casas ultra baratas o populares
- Casas baratas
- Casas económicas
- Casas para funcionarios
- Casas para militares



Img. 01

Quedando así los clases media, y media alta incluidas en los esquemas de adquisición de vivienda del gobierno. En respuesta, las compañías constructoras enfocaron su labor en satisfacer las demandas de estos sectores, por encima de los sectores campesino y obrero, a quienes (al menos en un principio) estaba dirigida la tercera ley de casas baratas. (Del Cueto, 2014).

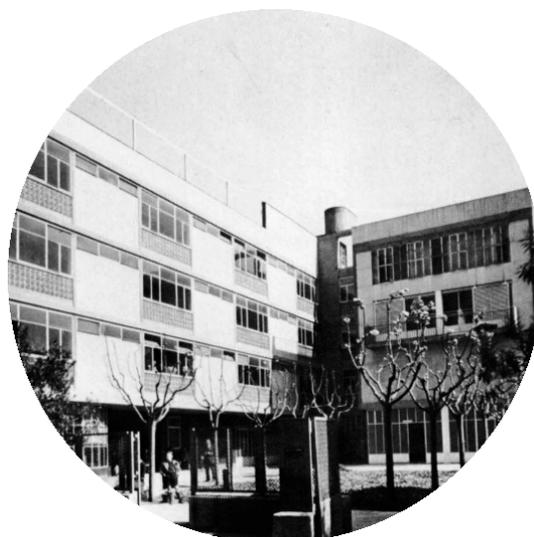
En este rubro, arquitectos como Francisco Azorín Izquierdo continuaron con la promoción de la *vivienda obrera digna*. Con este propósito fundó en 1929 la *Cooperativa Española de Casas Baratas Pablo Iglesia* y la revista *Hogar obrero*, donde se mostraban los trabajos de la cooperativa.



Img. 02

Para 1931, el gobierno republicano decidió tomar cartas en el asunto. Con el objetivo de recausar el programa a la producción de vivienda obrera, encargó al Ministerio del Trabajo realizar las diligencias necesarias para lograrlo. Entre las primeras acciones emprendidas por el Ministerio está la disolución del *Instituto de la Pequeña Propiedad*, hasta entonces encargado de la gestión y producción de *casas baratas*, para sustituirlo por el *Patronato de Política Social Inmobiliaria del Estado*.

Entre los desarrollos promovidos por el Patronato es posible citar la colonia *Parque Residencia*, de los arquitectos Rafael Bergamín y Luis Blanco Soler; en la que, en el periodo comprendido entre 1931 y 1933 se construyeron sesenta y nueve casas en las afueras de Madrid. Sin embargo, estas viviendas de carácter meramente funcional, no fueron destinadas a la clase obrera madrileña.



Img. 03

3.2. Guerra Civil, el exilio del movimiento racionalista

3.2.1. El conflicto

En julio de 1936, con el apoyo de los grupos conservadores, el ejército se sublevó contra el gobierno de la Segunda República. El objetivo de los insurrectos, el *frente nacional*, era el de reinstaurar la monarquía y devolver a España sus *glorias pasadas*. En el campo de batalla, los nacionalistas fijaron como primer objetivo Madrid (el centro político de España) así como otras ciudades de importancia estratégica o económica como Valencia, Barcelona, Murcia, Málaga, Bilbao y Santander.

En sus inicios, el levantamiento contaba con figuras notables en la milicia española como Emilio Mola Vidal y Miguel Cabanellas Ferrer; sin embargo, fallecieron en las primeras etapas del conflicto, dejando la vía libre a Francisco Franco Bahamonde, electo como líder indiscutible del movimiento en Burgos, capital política y centro de operaciones del ejército nacionalista (Broué, 1962).

Durante el conflicto, Franco contó con el apoyo de Italia y Alemania, quienes proveyeron al ejército nacional de todo cuanto puede necesitar un ejército en desventaja para invertir la balanza. En contra parte, el gobierno republicano encontró poco apoyo en el continente; el aprovisionamiento de sus tropas se hizo tortuoso, conviniendo la compra clandestina de armas checas y francesas, las más de ellas, reliquias de las guerras zaristas que aún se encontraban en buen estado. Las asociaciones socialistas francesas, reclutaban a voluntarios provenientes de todo el mundo, para después fletarlos a España a través de los Pirineos pese a las restricciones del gobierno francés para la *no intervención*. Únicamente Rusia apoyó abiertamente al gobierno republicano con armas y personal técnico especializado (Broué, 1962).



Img. 04. Guernica tras los bombardeos de la fuerza aérea alemana en 1937.

Durante el conflicto, los arquitectos españoles desempeñaron cargos en el gobierno, o bien se integraron como ingenieros y zapadores del ejército. Personajes como Ovidio Botella, jugaron un papel de gran importancia. Botella quien iniciara su participación como constructor de trincheras en Nevacerrada, terminó sirviendo como jefe de ingenieros del V Cuerpo del Ejército, siendo su última tarea la construcción de puentes en el río Ebro para la ofensiva republicana (del Cueto, 2014).

La lucha que enfrentaba el gobierno republicano también era desesperada en lo referente a la conservación del patrimonio construido. Los arquitectos que no prestaron servicio como funcionarios o combatientes, dedicaron parte de su tiempo a la construcción de refugios antiaéreos y resguardos para los monumentos históricos. La preocupación en este rubro era tal, que -acorde con Juan I. del Cueto (2014)- el entonces presidente Manuel Azaña declaró:

“El museo del Prado es más importante para España que la República y la Monarquía juntas”

Al poco tiempo de iniciado el conflicto, Azaña creó la Junta de Protección del Tesoro Artístico Nacional, siendo su Presidente Roberto Fernández Balbuena. Pese a los esfuerzos, las labores de salvaguarda no siempre tuvieron éxito. En la campaña de Vizcaya (abril de 1937), en un intento de cortar la retirada del ejército vasco a Bilbao, una flotilla de aviones alemanes bombardeó Guernica, una ciudad de gran importancia espiritual para los vascos.



Img. 05. Guernica, óleo de Pablo Picasso en el pabellón español de la Exposición Internacional de París de 1937.

El intenso bombardeo, dejó en ruinas la ciudad, exaltando los ánimos de los combatientes vascos, quienes se dividieron en dos facciones, aquellos que pretendían defender Bilbao a toda costa y aquellos que optaban por una capitulación para evitar otra tragedia como la ocurrida en Guernica. La última de estas facciones, logró imponerse y Bilbao capituló el 26 junio de 1937.

Ante la destrucción de Guernica, el Gobierno republicano encomendó al artista Pablo Picasso una pintura para ser mostrada en el Pabellón de España en la exposición Internacional de París de 1937. Con esto pretendía llamar la atención de las personas, sobre lo que acontecía en España y promover el apoyo al bando republicano. El pabellón fue obra Josep Luis Sert y Luis Lacasa, destacando por la integración del lenguaje racionalista al proyecto.

Para 1939, el avance franquista había replegado al gobierno republicano a Barcelona, el último de sus grandes bastiones; por lo que éste, decidió jugarse la guerra en una última maniobra ofensiva en las márgenes del río Ebro. A finales de julio de 1939 las tropas republicanas cruzaron el Ebro, para dar inicio a lo que sería uno de los episodios más sangrientos de la guerra civil española. Aunque en un principio la victoria parecía inclinarse para los republicanos, el empuje dado por la fuerza aérea alemana y la ayuda prestada por Italia hicieron la diferencia. Después de 3 meses de lucha sin cuartel, las vencidas tropas republicanas se retiraron a Barcelona, para preparar su última retirada.



Img. 06. Voluntarios del ejército republicano en Toledo.

3.2.2. Éxodo

Tras la derrota en el Ebro y la inminente capitulación de Barcelona, los republicanos se dirigieron al norte, hacia los Pirineos, con la esperanza de encontrar amnistía por parte del gobierno francés. Se estima que tras el episodio del río Ebro, alrededor de medio millón de españoles cruzaron la frontera franco-española, donde fueron asignados a campos de concentración, la mayoría de ellos en las playas de *la Côte Vermeille*.

Por su parte, el gobierno republicano se trasladó a París. Una vez ahí, se fijó el objetivo de rescatar a los más de sus partidarios de los campos de concentración, así como aquellos que no habían logrado huir durante la retirada de Barcelona. Para tales efectos, fundó dos organismos: el *Servicio de Evacuación de los Refugiados Españoles* (SERE) creado por Juan Negrín en 1939, y la *Junta de Auxilio a los Republicanos Españoles* (JARE), formado por la Diputación Permanente de las Cortes Españolas en el exilio. Si bien, estos organismos desempeñaron sus funciones de manera independiente uno respecto al otro, mostrando franca rivalidad, su labor (en conjunto) brindó asistencia a los cerca de medio millón de españoles refugiados en Francia.

Organizado el gobierno y formados los organismos de ayuda, el SERE hizo circular en los campos de concentración formatos de reubicación para sus compañeros republicanos, figurando entre los destinos: Chile, Argentina, México, los Estados Unidos, la U.R.S.S., entre otros. El paso primero, era abandonar los campos de concentración, tarea en la que era crucial la intervención de actores externos si se pretendía hacerlo lo antes posible.



Img. 07. Refugiados en el campo de concentración Le Barcerés, Francia.

El caso de José Luis M. Benlliure fue uno de ellos, quien gozó de una corta estadía en el campo de *Saint Cyprien* gracias a la mediación del mariscal *Philippe Pétain*, amigo de su padre, Mariano Benlliure.

El SERE, logró entrar en contacto con el embajador mexicano Narciso Bassols (portador de una oferta de amnistía del general Cárdenas), sentando las bases para el envío de refugiados españoles a México. Para ello, creó el Comité Técnico de Ayuda a los Españoles en México (CTAEM), con José Puche Álvarez a la cabeza de este organismo, y fletó pequeños grupos de diplomáticos al país, para preparar el terreno para la llegada de sus compatriotas.

El gobierno cardenista puso especial cuidado en la selección de candidatos para la amnistía que ofrecía, realizando rigurosas entrevistas y privilegiando a aquellos cuyos conocimientos técnicos o intelectuales pudieran ser puestos al servicio del país. Como resultado de estos esfuerzos, el SERE logró reinstalar en México alrededor de cinco mil españoles.

Los refugiados fueron enviados en diferentes partidas, siendo una de las más icónicas la del *Sinaia*, navío francés que dejó el puerto de *Sète* con destino a Veracruz el 24 de mayo de 1939, llevando consigo un importante grupo de arquitectos republicanos: Cayetano de la Jara, Mariano Rodríguez Orgaz, José Caridad Mateo, Arturo Sáenz de la Calzada, Fernando Gay, Félix Candela y Eduardo Robles Piquer. El 13 de junio del mismo año, el *Sinaia* arribó a puerto mexicano.

3.3. José Caridad Mateo

3.3.1. Vida en España

José Caridad Mateo (*Xosé Caridad Mateo*) nació en Betanzos, Galicia el 24 de junio de 1906. Llegado el momento de realizar estudios superiores, se postuló como candidato para las Universidades de Santiago de Compostela (en Galicia), Valencia y Madrid, obteniendo una respuesta afirmativa de las tres instituciones. Inició sus estudios en la Escuela de Arquitectura de Madrid en 1924, sin embargo, sus convicciones políticas lo hicieron objeto de amenazas dentro de la universidad (principalmente académicas), por lo que se trasladó a Barcelona, donde concluyó sus estudios en 1931.

Sus inicios profesionales se vieron enfocados en reformas de edificios pequeños, como es el caso de la joyería Malde (*xoiería Malde*) en Santiago de Compostela en 1933. También proyectó edificios de vivienda tanto individual como colectiva. Ejemplo notable de estos primeros es la casa Caramés (Img. 09); construida en 1935 en Oleiros (la Coruña), por encargo del señor Caramés (García Braña, 2012). Aunque en éste proyecto Caridad no integró aún la totalidad del repertorio racionalista, su influencia se ve en detalles como los barandales metálicos que recuerdan a *la arquitectura naval* del *Real Club Náutico de San Sebastián*. Caridad despojó las fachadas de elementos superfluos como molduras, ponderando la volumetría propia de los espacios como principal medio de expresión del edificio. En planta, Caridad buscó dotar al proyecto de un buen funcionamiento, articulando el programa arquitectónico en torno a un núcleo de circulaciones verticales. En lo referente a los espacios, se dio a la tarea de dotarlos a todos de iluminación y ventilación natural, y en la medida de lo posible una vista a la ría de *O Burgo*. (Docomomo Ibérico 2010).



Img. 08. Casa Caramés, la Coruña. En la foto se muestra el inmueble previo a su restauración.

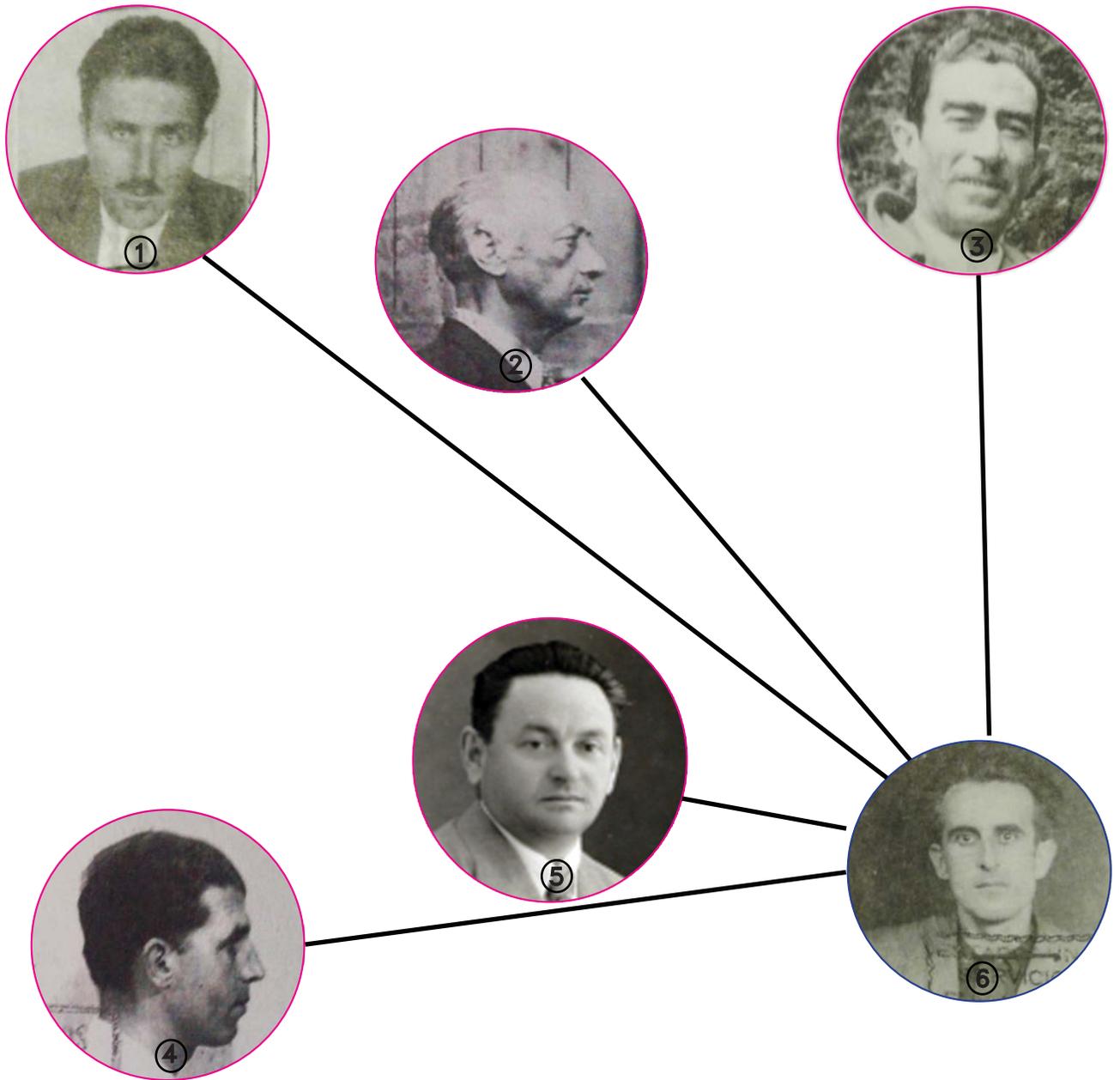


Img. 09. Casa Caramés, añadida en 1979 al catálogo de edificios a proteger del ayuntamiento de Oleiros, la Coruña.

3.3.2. El exilio

En 1936, con el estallido de la guerra civil española, José Caridad Mateo se vio en la necesidad de interrumpir su actividad profesional. Su padre; Rogelio Caridad Pita, general del ejército republicano en la Coruña, fue fusilado por los partidarios del frente nacionalista al negarse a cambiar de bando. Al volverse la Coruña zona franquista, José Caridad fue enrolado en las levadas del ejército nacional y movilizado a Asturias para incorporarlo al servicio activo. Al poco tiempo, logró desertar del ejército sublevado, huyendo a Francia en un barco pesquero junto con su hermano Rogelio Caridad y Jordi Tell, para enseguida regresar a España e integrarse al ejército republicano. Adherido a las filas republicanas, prestó servicio en la VIII Región militar, junto con otros arquitectos republicanos como Arturo Sáenz de la Calzada (del Cueto. 2014).

Tras la derrota republicana en la batalla del Ebro e iniciada la retirada de Cataluña, José Caridad se sumó al éxodo de republicanos que cruzaron los Pirineos para huir del ejército nacional por la frontera franco-catalana. En una entrevista realizada por el Dr. Juan I. del Cueto, Caridad atribuye su escape de los franquistas a un *mexicano* (cuyo nombre había olvidado), que lo llevó a él y a su hermano Rogelio en un camión a la frontera con Francia. Al llegar a ella, las autoridades francesas lo asignaron al campo de concentración de *Argelès-sur-Mer*, junto con otros arquitectos como: Jesús Martí Martín, Mariano Rodríguez Orgaz, Oscar Coll Alas y Luis Lacasa Navarro. Caridad hizo las diligencias necesarias para ser enviado a México por el SERE. Cuando la embajada mexicana aprobó su solicitud, fue enviado al campo de concentración de *Gurs*, en el que pasó un tiempo antes de ser fletado en el Sinaia junto otros seis arquitectos republicanos (Img. 10).

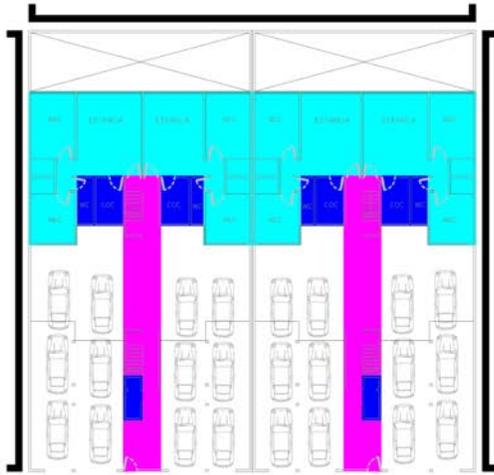


Img. 10. Algunos de los arquitectos españoles exiliados en México con los que Caridad Mateo, desarrolló proyectos.

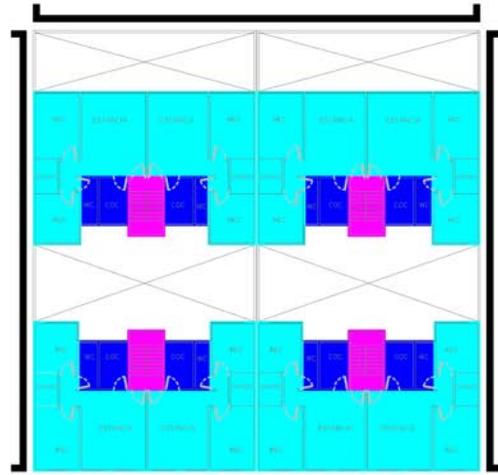
1. Félix Candela Outeriño
2. Julio José Cayetano de la Jara y Ramón
3. Jaime Ramonell Gimoneo
4. Eduardo Robles Piquer
5. Tomás Bilbao Hospitalet
6. José Caridad Mateo



Planta baja

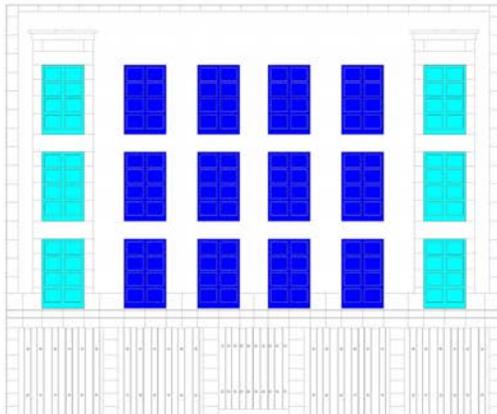


Planta tipo

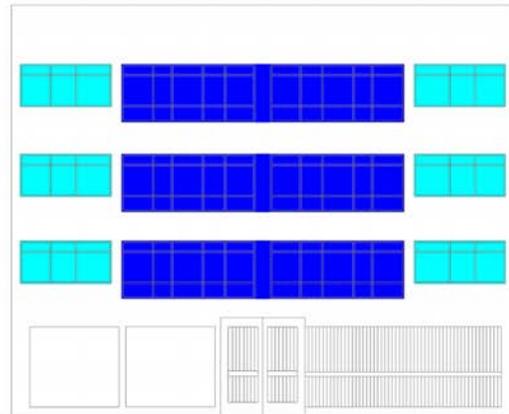


- Espacios servidos
- Espacios servidores
- Circulación

Fachada construida



Propuesta original



- Espacios privados
- Espacios semipúblicos

Img. 11. Esquemas. Edificio de viviendas frente a Plaza de las Vizcaínas.

Tras su arribo a Veracruz, José Caridad se trasladó junto con sus compañeros arquitectos al Distrito Federal, donde consiguió trabajo en una constructora fundada por el ingeniero italiano Angel Lorito Furló, ex-brigadista durante la guerra civil española. La constructora llamada UNAMEXCO (Unión Nacional Mexicana de Construcciones S.A.) también albergó a otros arquitectos españoles como Cayetano de la Jara y Eduardo Robles Piquer. En UNAMEXCO, Caridad se enfocó en proyectos residenciales en diferentes ciudades de la república, como Acapulco, Cuernavaca y Guadalajara.

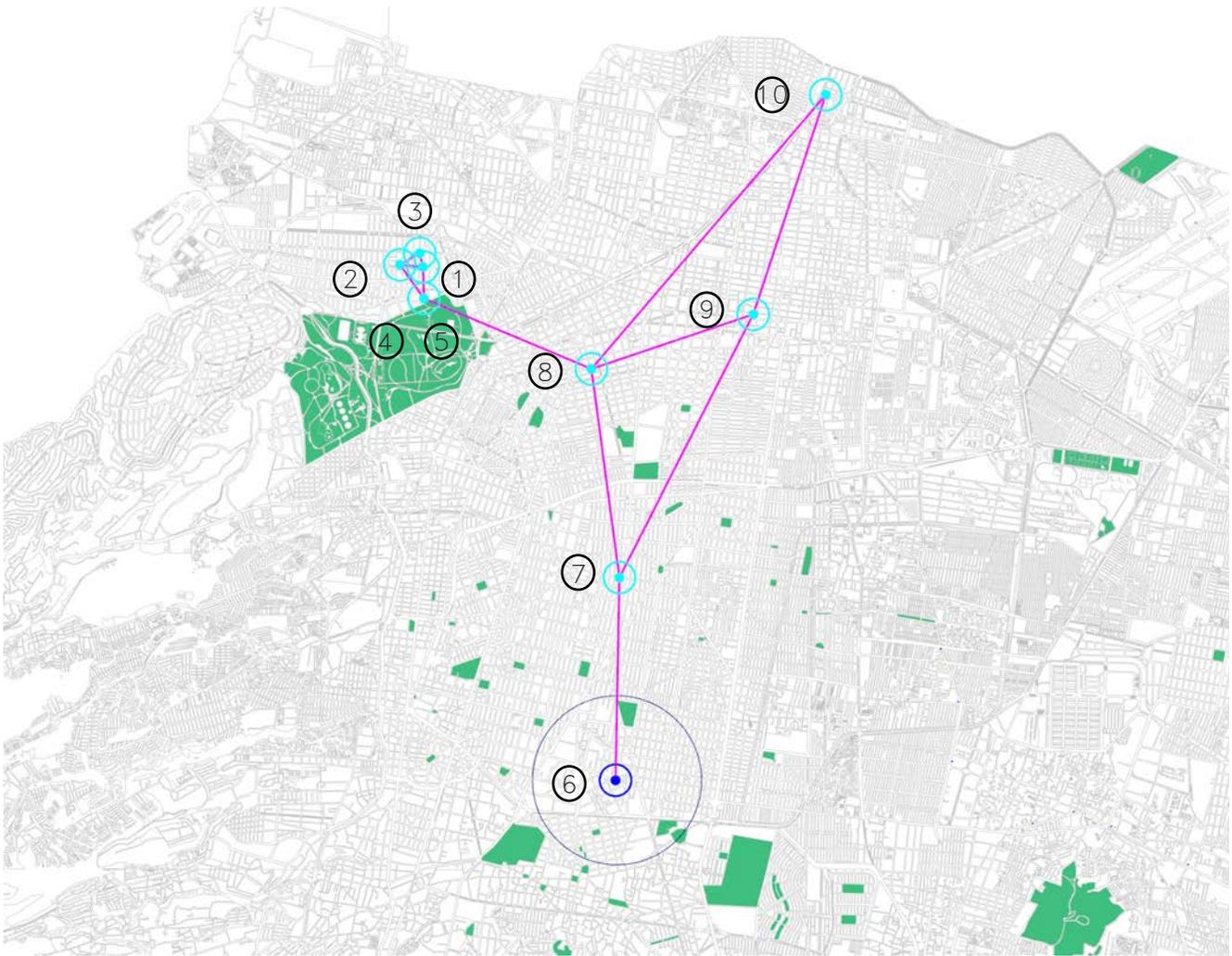
Consolidada su posición, abrió un despacho de arquitectura sobre de Paseo de la Reforma, asociado con Jaime Ramonell, a quien había conocido en Barcelona años atrás. En él, Caridad permitió a los compañeros que no habían podido revalidar su título de arquitecto firmar proyectos y encargos, como lo hizo Tomás Bilbao. Ya instalado en su despacho, Caridad también realizó proyectos en colaboración con otros arquitectos como Félix Candela, con quien construyó el Centro Gallego. La participación de Candela se enfocó en la construcción y diseño de un casquete elipsoidal, que libra un claro de 19.30m con tan solo 4 cm de espesor de lámina. El encargo vino de la comunidad gallega de la Ciudad de México, para la cual José Caridad realizaría varios proyectos a lo largo de su vida.

Fue en México donde Caridad alcanzó la madurez como arquitecto. Su conocimiento sobre el concreto armado (material presente en todas sus obras), le permitió trabajar con libertad, enfocándose sobre todo en sistemas de marcos rígidos (Caridad no exploró las cualidades del concreto en las estructuras resistentes por forma). Esto es comprensible si consideramos que en la mayoría de los casos, Caridad realizó proyectos residenciales o de uso mixto en altura; en los cuáles, el sistema de marcos rígidos le permitía separar los edificios del nivel del suelo para usar la planta baja como estacionamiento o local comercial, así como construir múltiples planchas planas en los pisos subsecuentes, según fuesen los requerimientos el proyecto.

Los proyectos de José Caridad en México, integran en mayor o menor medida elementos de la arquitectura racionalista, lo cual no necesariamente va de la mano con su desarrollo profesional, sino con el contexto en que estos se construyeron. Podemos analizar por ejemplo los edificios habitacionales frente a la Plaza de las Vizcaínas. En ellos, Caridad proyectó veinticuatro departamentos de dos recamaras en los cuales, la acertada administración del programa arquitectónico le permitió reducir al área de circulaciones al mínimo necesario, como se aprecia en las plantas de la página contigua (Img. 11). La propuesta para la fachada, consistía de grandes ventanas corridas para el caso de las áreas comunes como lo es la sala y el comedor; mientras que en espacios más íntimos como las habitaciones, dispuso de ventanas más pequeñas. Sin embargo, al emplazarse frente al icónico *Colegio de San Ignacio de Loyola y las Vizcaínas*, un edificio construido en tezontle durante el siglo XVII, la propuesta de fachada fue considerada como poco apropiada, por lo que Caridad tuvo que cambiarla por una con pequeños vanos ritmados y un almohadillado en las esquinas del inmueble a modo de pilastras, haciendo alusión al antes mencionado colegio.

En la página siguiente, se muestra un plano con la ubicación de algunos de los proyectos construidos por Caridad Mateo en la ciudad de México (Img. 12).

La importancia de su obra en la Coruña, ubica a Caridad Mateo, junto con Jordi Tell como uno de los iniciadores del movimiento racionalista gallego.



Img. 12. Mapa de la ciudad de México con algunos de los proyectos construidos por José Caridad Mateo:

1. Edificio ubicado entre Petrarca y Horacio
2. Edificio ubicado entre Newton y Emmerson
3. Edificio ubicado entre Schiller y Homero
4. Edificio ubicado en Schiller 516
5. Edificio ubicado en Schiller 514
6. Edificio ubicado en Pirineos 270. *Elbarco*
7. Edificio ubicado entre Anaxágoras y Luz Saviñon
8. Centro Gallego
9. Plaza de las Vizcaínas 15-17
10. Edificio ubicado entre Hierro y Platino



4



5



6



7



9



10

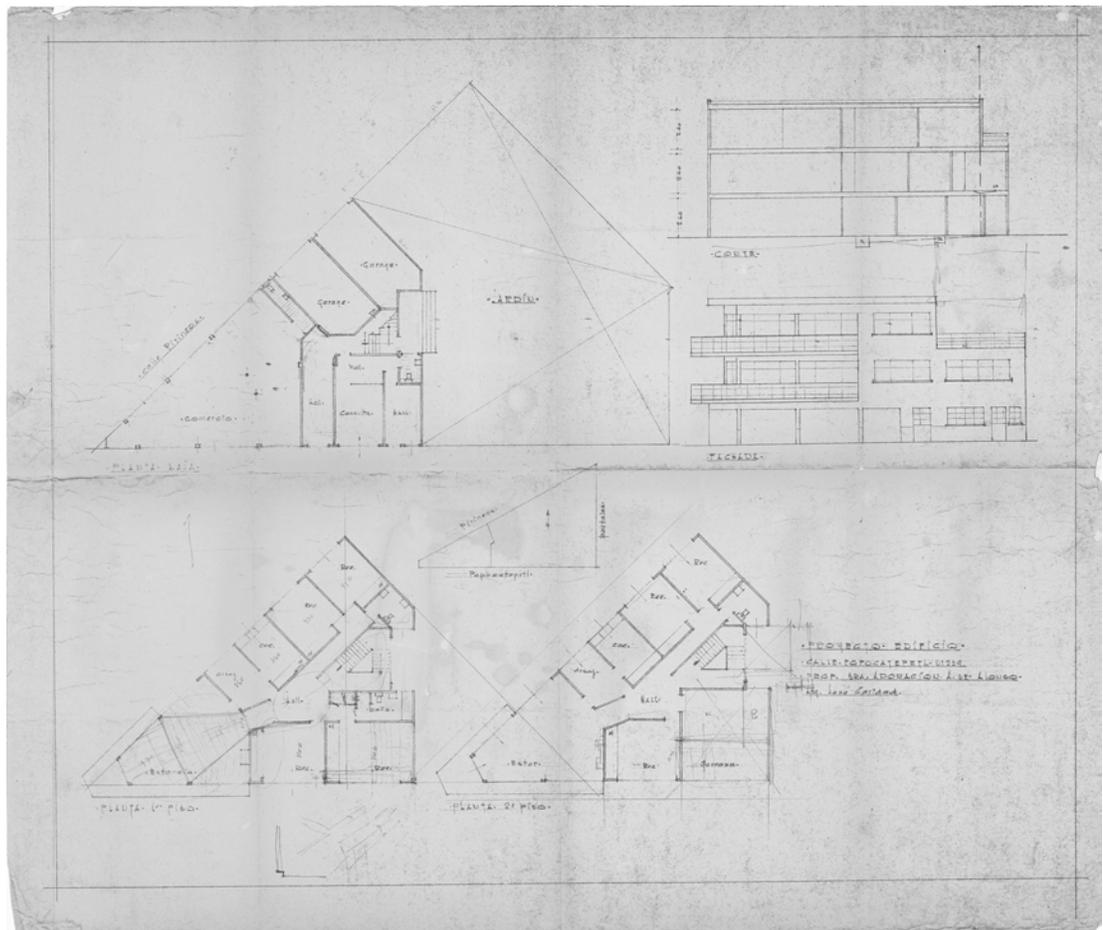
3.4. El barco 239

3.4.1. Antecedentes

El momento histórico en que José Caridad Mateo llegó a México coincide con creciente interés de los arquitectos mexicanos por explorar la arquitectura del movimiento moderno, quedando constancia de ello en viviendas obreras, edificios de oficinas, hospitales y gran cantidad de obra pública, promovida por los gobiernos, quienes buscaban cumplir las promesas de la revolución.

En 1957, la Sra. Adoración A. de Alonso, encargó al arquitecto José Caridad Mateo construyera, un edificio que diera cabida a dos familias, con una zona de comercio y un consultorio para su yerno, quien ejercía la medicina. El proyecto se construiría en un terreno comprado por la familia en Santa Cruz Atoyac, al sur de la ciudad de México. Para aquel entonces, Sta. Cruz Atoyac era una zona rural, distinguida por el cultivo de alfalfa y la ganadería, aunque también contaba con ladrilleras, que proveían de material a la ciudad.

En las primeras etapas del proyecto, (acorde con lo relatado por María Aurora Urrustia, nieta de la Sra. Adoración A. de Alonso), éste contaba con una relación de macizos contra vacíos en la que dominaba el macizo, sin embargo, a raíz de la fuerte actividad sísmica en la zona lacustre, los dueños del inmueble solicitaron a Caridad Mateo sustituir en lo más posible los muros macizos por vidrio para aligerar la construcción (Img. 13).



Img. 13. Plano del anteproyecto realizado por José Caridad Mateo por encargo de la Sra. Adoración A. de Alonso en 1957 para la construcción de un edificio de viviendas, con comercio. En esta primera propuesta, Caridad consideraría solo dos viviendas; sin embargo, a petición de su cliente, este número se elevó a tres. El proyecto conservó su imagen característica en seguimiento de los postulados lecorbusianos de limpieza de elementos decorativos en la fachada, el uso de grandes muros corridos de vidrio, y el aprovechamiento de las zonas de azotea. En el plano se aprecian: un dibujo esquemático del terreno, la planta baja, el primer y segundo nivel, la fachada hacia la avenida Popocatepetl, y un corte esquemático que muestra las alturas del inmueble y la disposición de registros de aguas negras.

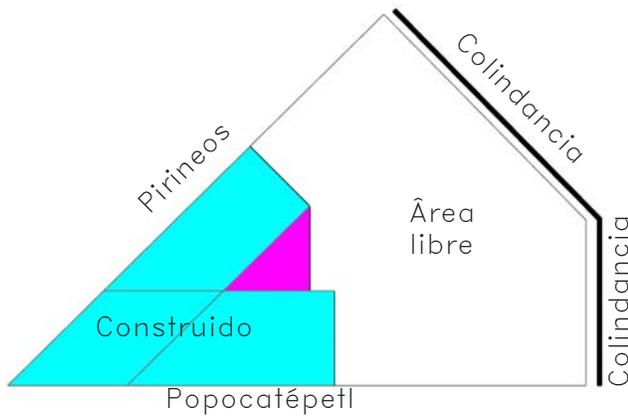
El requerimiento programático que debía albergar el proyecto, es el de una serie de viviendas y espacios de comercio para la familia de la señora de Alonso, que llegó a México con el movimiento de republicanos españoles.

El terreno donde se construiría la vivienda, numerado en ese entonces con el número 239 respecto a la calle Popocatepetl (acorde con el plano del anteproyecto elaborado por Caridad Mateo) contaba con una forma muy característica, una especie de polígono irregular de cuatro lados a semejanza de un romboide en el cual, las aristas más grandes dan a la calle, formando un ángulo agudo entre ellas; es decir, una especie de cuña irregular.

Caridad propuso una fachada pulcra, solo destacando las losas voladas de los balcones y su respectiva cancelería. Los muros de tabique rojo, fueron recubiertos con mosaico veneciano. Estos detalles serán abordados a fondo en páginas más adelante.

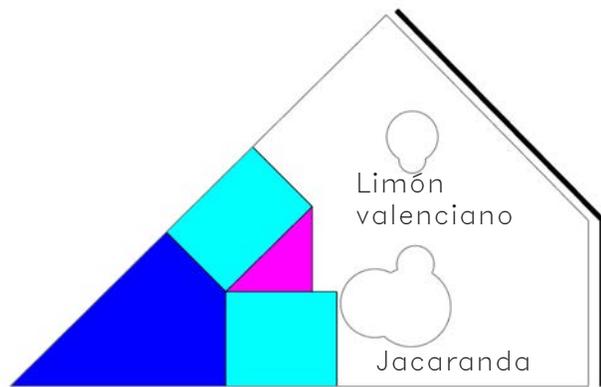
Recordando los esquemas de funcionamiento del edificio de viviendas frente a la plaza de las Vizcaínas; en sus planteamientos, Caridad propone diseños racionalistas que buscan maximizar el espacio habitable, al tiempo que proporciona vistas, iluminación y ventilación natural a los diferentes espacios del proyecto tanto como fuese posible. Para el caso de Popocatépetl 239, caridad tenía que encontrar la manera de aplicar estas mismas constantes de diseño con el reto que implicaba enfrenarse a este terreno en forma de cuña.

En el vértice principal de la cuña (formado en la intersección de las calles Av. Popocatépetl y Pirineos) es a partir del cual Caridad decidió proyectar, concentrando en esa esquina del predio el grueso del área construida. Como se muestra en el siguiente esquema (Img. 14), planteo dos crujías paralelas a los paños de la calle (cian), que parten de la esquina del predio, y se prolongan hasta un punto determinado por el mismo Caridad, muy posiblemente a razón del el programa arquitectónico y los espacios que pretendía que se albergaran en ellas. A medida que las crujías se prolongan hacia las aristas de la colindancia, el espacio formado entre ellas incrementa, volviéndose menos estables mientras más incrementa la separación entre ellas, por lo que Caridad las vincula, formando un triángulo que las articula (magenta).



Img. 14. Esquema básico.

Paso siguiente (Img. 15), Caridad resolvió la intersección de ambas crujiás formando un nuevo polígono irregular, el cuál aloja el área de comercio en la planta baja, y las áreas semipúblicas en las zonas habitacionales (azul). Este polígono le permitió regularizar la construcción; pues, si se considera que las aristas más pequeñas de este polígono son normales a las aristas principales del terreno, significa que los espacios comprendidos a partir de ellas (cian) serán completamente ortogonales, hecho que debió aportar considerables ventajas al momento de su construcción.

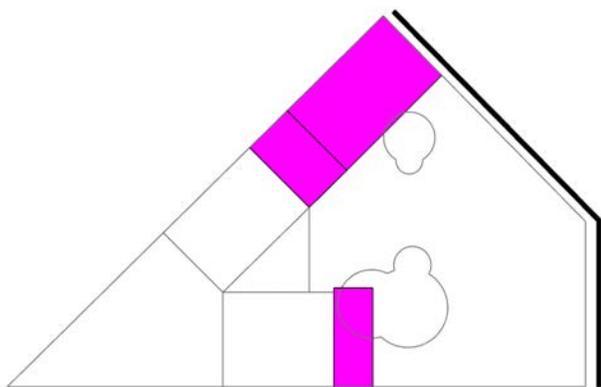


Img. 15. Esquema, distribución espacial

En estos espacios *cuasi* ortogonales (los más cercanos al vértice fueron truncados para permitir el paso de una circulación), Caridad albergó áreas de servicio y habitaciones (cian).

En el triángulo antes trazado (magenta), Caridad planteo las circulaciones interiores del edificio; en el interior de este, alberga la circulación vertical que comunica los diferentes niveles, y en torno a él plantea las circulaciones al interior de los departamentos.

Al concentrar el área construida en un punto del terreno, Caridad logra un generoso patio; mismo que albergo cantidad de árboles de diferentes especies; entre ellos, una jacaranda y un limón valenciano, cuyas semillas llegaron a México junto con la familia de la Sra. Adoración.



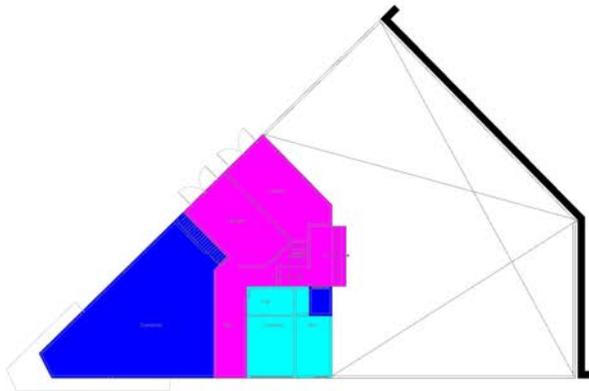
Img. 16. Esquema, espacios no previstos en el anteproyecto.

Finalmente, al hacer un reconocimiento de campo, es posible percatarse de la existencia de dos volúmenes que no aparecen en el anteproyecto dibujado por Caridad Mateo (Img. 16), por lo que es difícil determinar de primera vista si son posteriores a la construcción del edificio de viviendas; o bien, fueron considerados en el plano del proyecto definitivo.

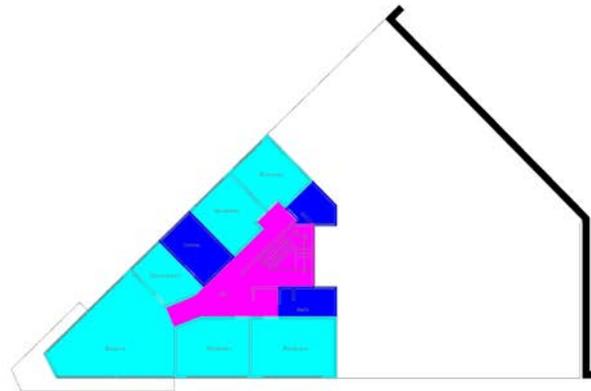
Estas áreas (magenta) actualmente son un acceso vehicular techado, y lo que muestra indicios de haber servido una perrera, esto en Pirineos. En av. Popocatépetl la construcción sirvió como comercio, siendo su uso último el de una tortillería.



Planta baja

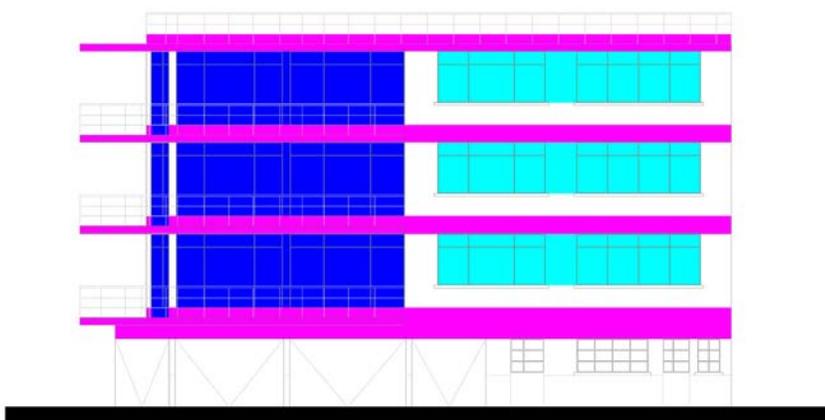


Planta tipo



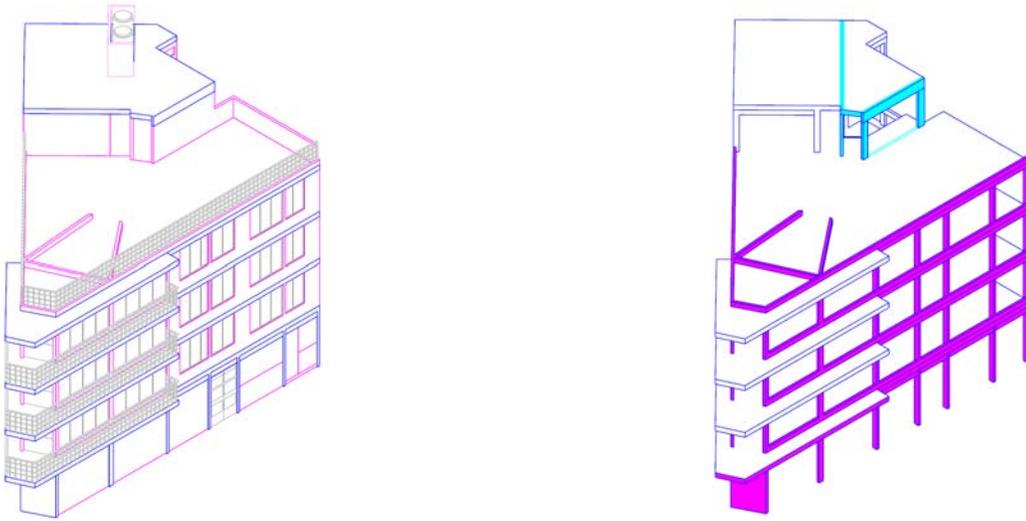
- Espacios servidos
- Espacios servidores
- Circulación

Alzado, vista desde Av. Popocatepetl



- Espacios privados
- Espacios semipúblicos
- Estructura

Img. 17. Esquema, distribución espacial en planta.
Img. 18. Esquema, composición de fachadas.



Img. 19. Modelos explicativos de la estructura.

El planteamiento sugerido en los esquemas de funcionamiento en páginas anteriores, puede ser comparado con las plantas del anteproyecto de José Caridad (Img. 17).

El desarrollo de las fachadas guarda relación con lo que ocurre al interior del edificio: es posible saber a qué se destinan los espacios tras los muros y la cancelería con solo observarla (Img. 18). En las áreas semipúblicas, Caridad dispuso grandes ventanales, mientras que en espacios de mayor privacidad (como es el caso de las habitaciones) redujo la talla de los mismos, regulando así la visibilidad a estos espacios desde nivel de calle.

La estructura juega un papel importante en el proyecto. Caridad basó su planteamiento estructural teniendo por referente la geometría básica del proyecto y sus conocimientos sobre concreto armado. Su razonamiento lo llevó a plantear una estructura de marcos rígidos en la que disponía los elementos portantes en las fachadas y en el núcleo de circulaciones verticales, a modo de poder librar el mayor claro posible (Img. 19). La eficiencia lograda con este diseño, permitió al edificio resistir la actividad telúrica del valle de México (inclusive en el terremoto de 1985 sin afecciones de algún tipo) y le permite — en combinación de un buen manejo del concreto armado— seguir en pie después casi sesenta años de vida útil, siendo este inmueble una muestra de que; un edificio de concreto armado, en el que el diseño y la ejecución son llevados a cabo con la metodología y cuidados que el material requiere, puede cumplir sus expectativas de vida útil (50 años según el Reglamento de Construcciones). Si a esto, sumamos la posibilidad de un mantenimiento adecuado, esta vida puede prolongarse aún más, por lo que el edificio toma un carácter de *sustentable*. Lo anterior será explicado con mayor detalle en el capítulo correspondiente a sustentabilidad del concreto.

Img. 20. Vista desde av. Popocatépetl.

Respecto a los acabados, en lo que a la estructura se refiere, Caridad optó por no ocultarla con recubrimientos que fueran disonantes con la ligereza dada por los marcos rígidos, como lajas pétreas o cerámicas o simplemente aplanados en mortero; los elementos estructurales expuestos, cuentan únicamente con una capa de pintura, lo cual es posible (en buena medida) gracias a la buena factura de la misma, visto que el concreto no muestra imperfecciones de gravedad; en cambio, resaltan las huellas dejadas en el cimbra por las duelas de madera.

A nivel de calle, la fachada del edificio no presenta mayor ornato que las ya mencionados huellas de la cimbra en el concreto, teniendo por elementos divisorios los canceles y herrerías de la zona comercial y los estacionamientos. Entre cada nivel, las losas y vigas de concreto fueron dejadas al descubierto diferenciando un piso del otro. Las paredes, están decoradas con mosaico veneciano de tonos grisáceos y rojizos. Las ventanas fueron hechas con marcos de herrería con protecciones metálicas al interior, pero solo en la planta baja y el primer piso, los canceles de herrería de los pisos subsecuentes no cuentan con tales protecciones.

Finalmente, el edificio es coronado por una trabe de cerramiento sobre la cual se asienta un barandal metálico que unifica ambos paños de la construcción.

Este trabajo en fachada bien recuerda la disposición de órdenes en un edificio renacentista, siendo el dórico -el más sencillo de ellos- el que se disponía en la base. Conforme el edificio incrementa en altura, también incrementa la complejidad de la composición y de los órdenes, hasta llegar a un elemento de remate que los unifica.



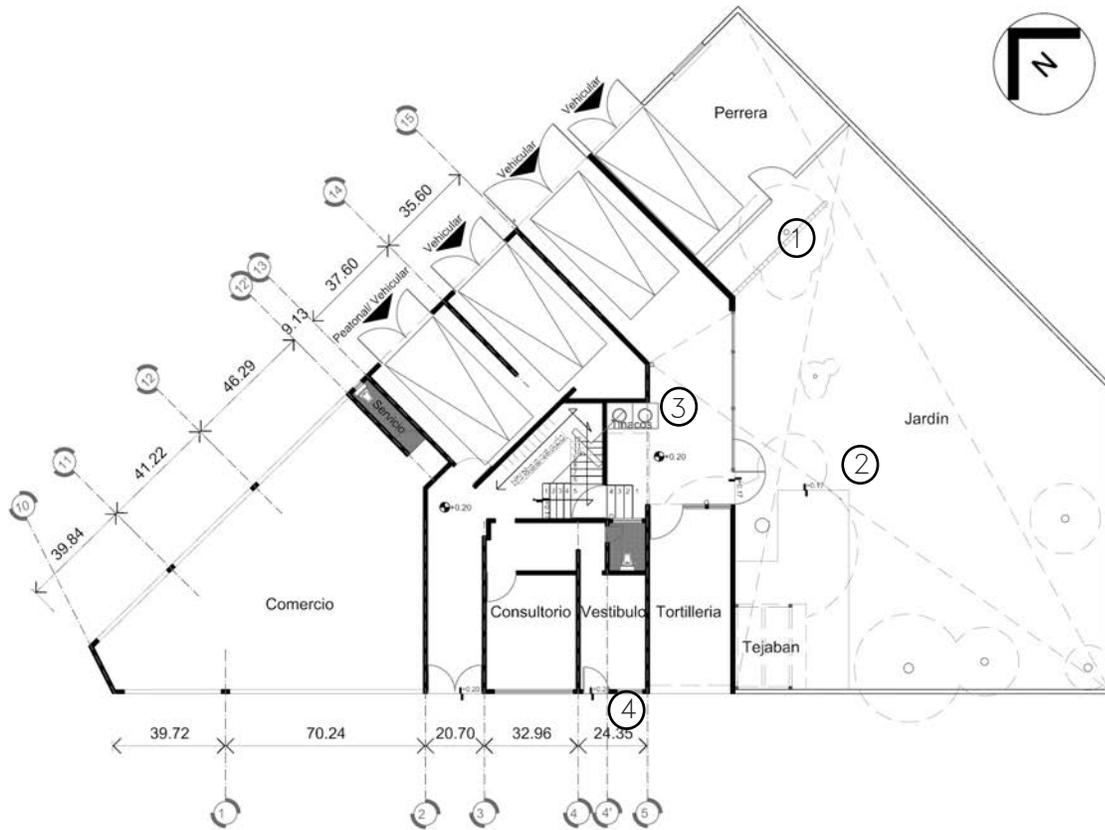
3.4.2. Estado actual

Para referir el estado en que se encuentra el edificio, es necesario hacer alusión a diferentes partidas, como lo son; estructura, acabados instalaciones. De estas, la estructura y los acabados serán abordados en las páginas siguientes.

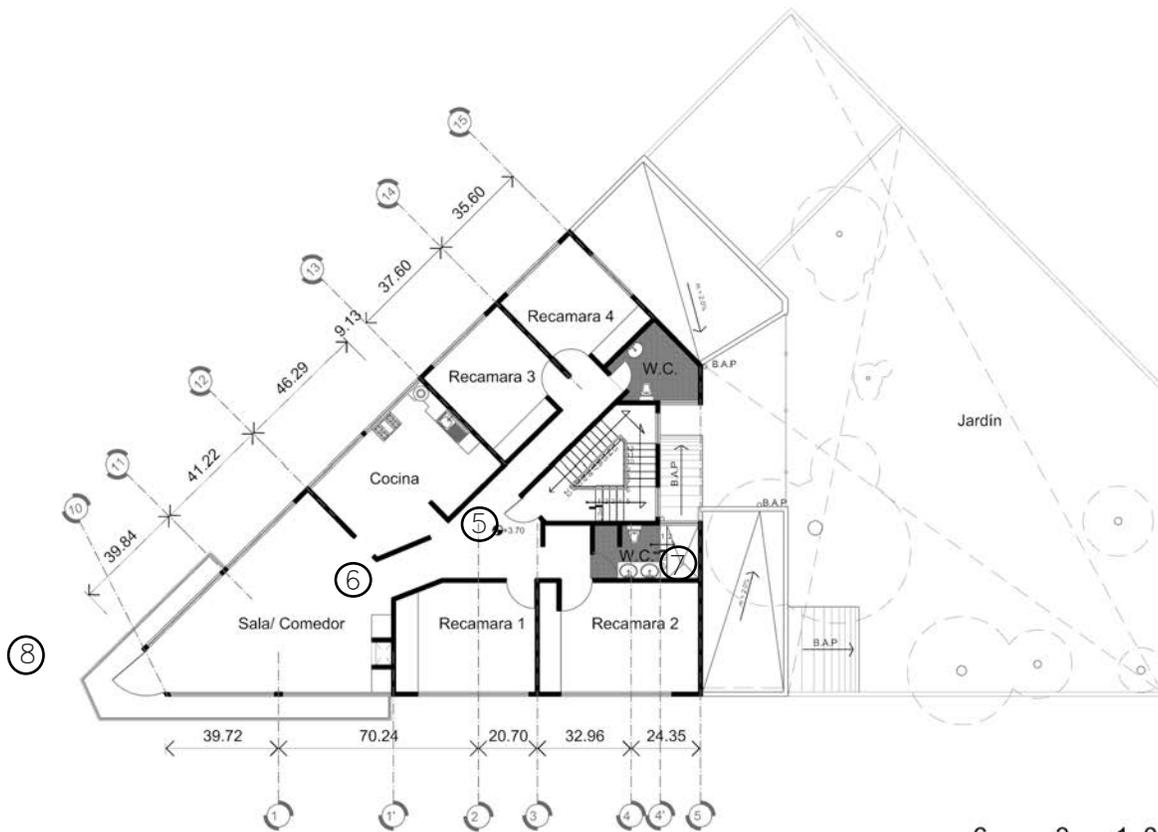
En lo referente a la estructura, los marcos rígidos no presentan niveles de deterioro que sobresalgan a simple vista, como pérdida de recubrimientos y exposición de ferrallas, o la aparición de grietas en las áreas críticas que denoten una fatiga del material inducida por efectos de las solicitaciones a las que el elemento en cuestión se encuentra sometido. Sin embargo, las losas en voladizo de la fachada, presentan desprendimientos así como la ligera aparición de grietas donde se encuentra embebidas las barras de refuerzo; se puede decir que el concreto de estos elementos presenta síntomas asociables a un proceso de carbonatación (ver anexos correspondientes a las patologías del concreto).

El deterioro en acabados resulta por mucho, más evidente. Los mosaicos de la cocina presentan desprendimientos, mientras que algunas de las herrerías se encuentran fuera de uso a causa de la oxidación de las piezas que las articulaban. Los sistemas de extracción de humo en las cocinas, también se encuentran fuera de servicio.

El mosaico veneciano de las fachadas, es uno de los materiales con menores indicios de deterioro, mientras que los azulejos de los baños no. En el caso del baño de la planta de primer nivel, los recubrimientos se encuentran revestidos con una capa de pintura blanca en el área de regadera, misma que ha comenzado a desprenderse. En las páginas subsecuentes, se muestran las plantas correspondientes al estado actual del edificio (Img. 21, 22, 23, 24).



Img. 21. Planta baja, estado actual.



Img. 22. Planta de primer nivel, estado actual.





1



4



2



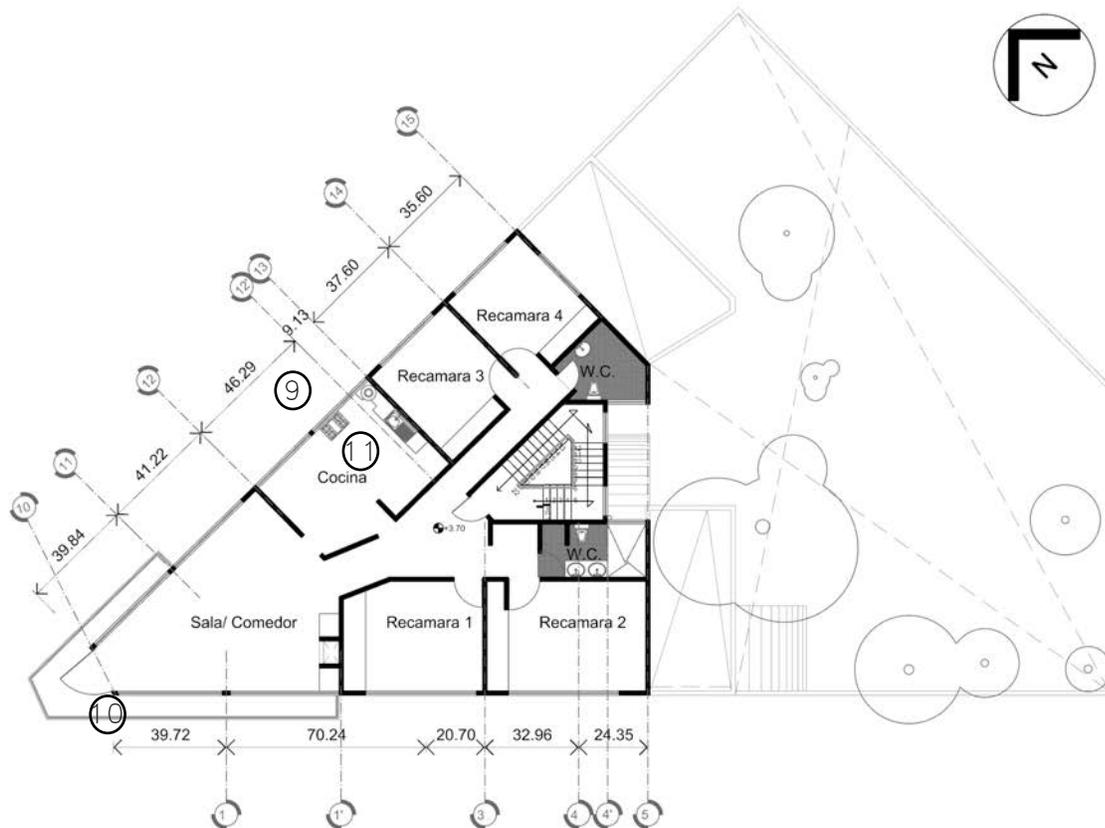
5



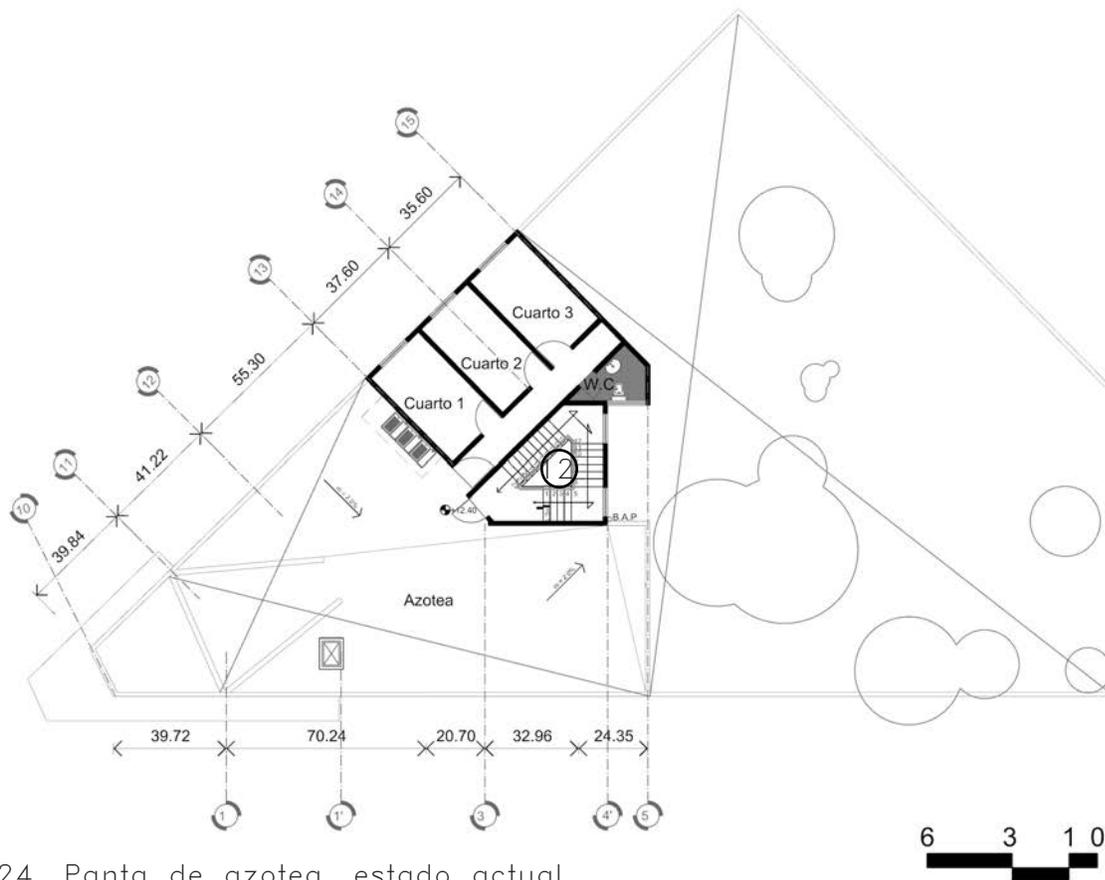
3



6



Img. 23. Planta tipo segundo y tercer nivel, estado actual.



Img. 24. Planta de azotea, estado actual.



7



10



8



11



9



12



Img. 25. Mobiliario al interior de las habitaciones.

Carpinterías tales como puertas y roperos presentan bajas niveles de deterioro en su superficie como pudieran ser ralladuras o golpes; sin embargo, accesorios necesarios para su funcionamiento tales como cerraduras se encuentran fuera de servicio y en algunos casos, ya han sido removidos (Img. 25).

Espacios tales como las habitaciones y circulaciones, que cuentan con aplanados con aplicaciones de pintura blanca, no presentan grietas o signos de deterioro ligado al envejecimiento del material o fallos constructivos o estructurales.

En otros aspectos, en lo referente al programa arquitectónico, el razonamiento que aplicó Caridad para optimizar los espacios, es medible hasta cierto punto en la superficie construida que destina a cada uno. Por ejemplo, de los 194.78m² de superficie construida, destinó 36.50m² para las circulaciones del edificio, el equivalente a un 18.75% de circulaciones, una cantidad ligeramente por encima del 15.00% que se recomienda.

Para las habitaciones, destina en promedio 18.50m². Todas ellas cuentan con ventilación e iluminación natural, sin embargo encontraremos que su orientación (para el caso de las habitaciones de la calle de Pirineos) no siempre es la mejor, pudiendo ser suroeste o noroeste. Es de recordarse que la arquitectura del movimiento moderno tenía por premisa, solucionar el proyecto maximizando la eficiencia programática, lo cual no necesariamente va de la mano con la eficiencia térmica del mismo.



Img. 26. Vista al eje vial Popocatépetl desde la sala del primer piso.

Hablar de confort climático, implica a hablar también de las condiciones acústicas de la construcción; y es que después casi seis décadas, las condiciones de ruido del lugar han cambiado notablemente, no habiendo punto de comparación entre la contaminación acústica que pudo generarse en el antiguo entorno rural de los años cincuenta contra la que genera hoy en día el eje vial Popocatépetl.

Las paredes de vidrio que cierran buena parte del edificio (Img. 26), no ofrecen resistencia alguna a los casi 90 decibeles (74.00 -89.20 dB) provenientes de la vialidad (medición realizada con la aplicación *iNVH* para teléfonos con sistema operativo *Android* de *BOSCH*), y cuya disminución apenas y mengua durante la noche. Esta condición es verdaderamente preocupante, recordando que estar expuesto a lo largo del día a frecuencias de este rango es el equivalente a estar de continuo en un entorno de manejo de maquinaria pesada, donde 90dB son más que suficientes para provocar daños permanentes en el oído interno (Saad, 2011).

Basta con observar las condiciones de uso actuales del edificio para atestiguar la gravedad del problema: el primer piso se encuentra inhabitado, siendo usado eventualmente para reuniones o eventos propios de los inquilinos.

Si bien, las condiciones térmicas y acústicas propias del entorno no serán abordadas minuciosamente en los capítulos siguientes, estas serán tomadas en cuenta para el planteamiento de la propuesta de intervención.

4. El concreto

"[...] La heurística de la estructura requiere el conocimiento intuitivo de su etopeya resistente y la de los materiales que la constituyen."

Eduardo Torroja

4.1. Cemento portland

El cemento portland, es la base para la elaboración de pastas referidas al dominio de la construcción. A lo largo de la historia de la humanidad, se emplearon diferentes morteros y mezclas, que, a diferencia de los cementos actuales, contaban con propiedades que variaban según su región de procedencia.

El cemento portland, se obtiene de la calcinación de arcillas (óxidos de silicio, aluminio y hierro) y rocas calizas (óxidos de calcio). Al someter estos ingredientes a temperaturas del orden de los 1400 a 1600 °C se consigue el *clinker*, compuesto mucho más reactivo que el cemento portland, por lo que es necesario mezclarlo con yeso en proporción de 3 a 5 % y tritularlo, esto ayuda a regular la velocidad de fraguado del concreto durante el proceso de hidratación; el resultado, es el cemento portland.

Los compuestos resultantes de la unión de clinker y yeso son los siguientes:

Compuesto	Peso (%)	Nombre
CaO	63	Óxido de Calcio
SiO ₂	22	Óxido de Silicio
Al ₂ O ₃	6	Óxido de Aluminio
Fe ₂ O ₃	2.5	Óxido Férrico
MgO	2.6	Óxido de Magnesio
K ₂ O	0.6	Óxido de Potasio
Na ₂ O	0.3	Óxido de Sodio
SO ₃	2.0	Anhídrido Sulfúrico

De la tabla anterior, los cuatro primeros compuestos corresponden a los productos de la reacción de arcillas y rocas calcáreas, mientras que el Magnesio, Potasio, Sodio y Azufre, son el producto de impurezas presentes en los reactivos durante la reacción. Durante la calcinación, las interacciones de estos óxidos propicia la formación de nuevos compuestos:

Compuesto	% Peso	Nombre
C3S	50	Silicato Tricálcico
C2S	25	Silicato Dicálcico
C3AI	12	Aluminato Tricálcico
C4AIF	8	Ferroaluminio Tricálcico
CsH2	3.5	Yeso Hidratado

Cemex, (2015).

Estos compuestos, al ser hidratados dan sus cualidades físicas y químicas características del cemento, las aportaciones de cada compuesto son las siguientes:

Compuesto	Contribución
C3S	-Le da al concreto gran parte de su resistencia durante las primeras 3 semanas de vida. -Contribuye con la generación de calor durante el proceso de hidratación. -Su velocidad de reacción es moderada.
C2S	-Aporta resistencia al concreto durante las primeras 4 semanas de vida, misma contribución que puede prolongarse a lo largo de meses. -Su velocidad de reacción es lenta.
C3AI	-Su contribución a la resistencia temprana es despreciable.
C4AIF	-Responsable de la poca resistencia del concreto al ataque de sulfatos. -Su contribución a la resistencia temprana es despreciable. -Contribuye con la generación de calor durante el proceso de hidratación.

Acorde con la NMX-C-414ONNCCEE-2004, el cemento en México se clasifica por su composición de la siguiente manera:

Tipo	Denominación	Clase resistente	Características Especiales
CPO	Cemento Portland Ordinario		RS
CPP	Cemento Portland Puzolánico	20	RS
CPEG	Cemento Portland con Escoria Granulada de alto Horno	30	BRA
CPC	Cemento Portland Compuesto	30R	BCH
CPS	Cemento Portland con humo Sílice	40	
CEG	Cemento con Escoria Granulada de Alto Horno	40R	B

Donde

- RS= Resistente a Sulfatos
- BRA= Baja Reactividad Alkali Agregado
- BCH= Bajo Calor de Hidratación
- B= Blanco

Del listado anterior, cabe destacar los siguientes cementos, pues algunos de ellos sirven como base para la obtención de concretos con características mejoradas.

CPO

Este cemento, es el de uso más usado en la industria de la construcción, pudiendo emplearse como base para la obtención de otros cementos compuestos. Puede ser trabajado *in situ*, o bien en condiciones controladas para la producción de prefabricados.

Entre las desventajas que presenta, es su elevado *calor de hidratación* y su sensibilidad a ataques químicos, sin embargo, con el tratamiento adecuado, ambas características pueden ser controladas.

CPP

En el caso de los cementos portland puzolánicos, presentan calores de hidratación mucho menores que el cemento portland ordinario. Son mucho más aptos para construcciones en ambientes con altos índices de humedad, presentando un comportamiento favorable inclusive en entornos de aguas salobres. Este tipo de cementos son poco aptos para la elaboración de prefabricados pretensados.

CPS

El cemento portland con humo de sílice se elabora agregando partículas sílice amorfas, de superficie específica cincuenta veces mayor a la del cemento portland. El uso de estos cementos requiere un cuidado especial, pues condicionado por los componentes de la mezcla, el cemento portland de humo sílice presenta problemas en su fraguado a causa de la *retracción hidráulica*, debiendo incluirse aditivos a fin de regularizar el proceso de fraguado. Este tipo de cementos han sido empleados para la obtención de concretos de alta resistencia.

TIPO	COMPONENTES (%)					
	Clinker + yeso	Escoria granulada	Puzolanas	H. de sílice	Caliza	Otros
CPO	95-100	-	-	-	-	0-5
CPP	50-94	-	6-50	-	-	0-5
CPEG	40-94	-	6-50	-	-	0-5
CPC	65-94	6-35	6-35	1-10	6-35	0-5
CPS	90-99	-	-	1-10	-	0-5
CEG	20-39	61-80	-	-	-	0-5

Donde las puzolanas pueden ser naturales o artificiales.

4.2. Introducción al concreto

El concreto, tiene su origen en las culturas antiguas del mediterráneo, quienes recurrían a *tobas* y *cenizas puzolánicas* (cenizas volcánicas) para la elaboración de pastas a fin de emplearlas como morteros y en algunas ocasiones, para la elaboración de elementos estructurales (Perles, 2011). Los romanos, por ejemplo dieron un uso más extensivo a estas pastas puzolánicas en la construcción de cúpulas y cimentaciones marinas, por dar algunos ejemplos. El constructor romano desconocía los procesos químicos y físicos que se desataban al hidratar estas cenizas, por lo que desarrolló una metodología para su uso basada en *ensayo y error*.

Ciudades como *Santorino* y *Arquipa* son icónicas por usarlas desde tiempos remotos, aunque sería de la ciudad napolitana de *Pozzouli* de quien heredarían el nombre. A continuación, se muestran algunos personajes, cuya condición como constructores, investigadores y curiosos en lo referente a los materiales precursores del concreto, hace fundamental su mención dentro de esta tesis. Estos, pueden ser encontrados en una línea del tiempo en las páginas siguientes.

Bernanrd Forest de Bélidor (1689-1761). Es el primero en emplear el término *concreto* en su libro *L'architecture hydraulique* publicado en 1737.

John Smeaton (1724-1792). En 1756 Desarrolló el primer mortero capaz de fraguar bajo el agua (*hydraulic lime*).

Louis Joseph Vicat (1786-1861). Inventó el cemento en 1817.

Belidor

Smeaton

Vicat

Aspdin

Lafarge



1737

1756

1817

1824

1830



Desarrollo de cemento Portland



Aplicaciones no arquitectónicas del concreto



Innovaciones en los sistemas constructivos de concreto

Img. 27. Línea del tiempo: los precursores del concreto.

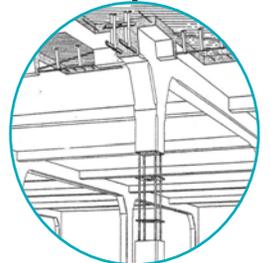
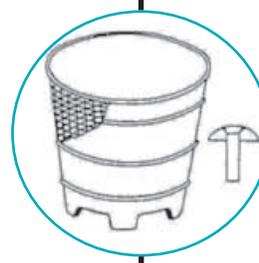
Lebrun

Lambot

Coignet

Monier

Hennebique



1831

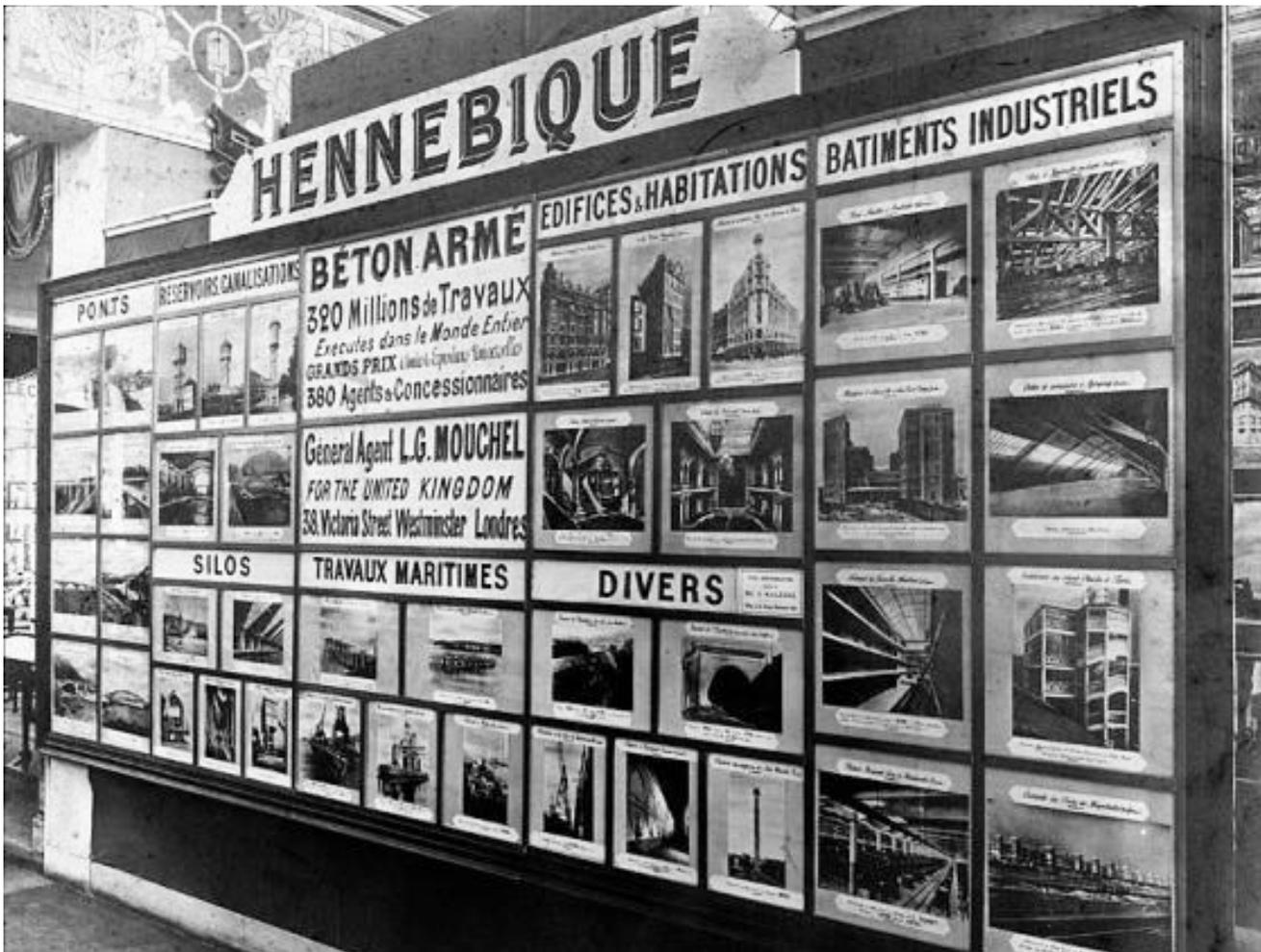
1848

1854

1860

1870





Img. 28. Muestra de obras de Hennebique en la exposición franco-británica de Londres de 1908.

Joseph Aspdin (1778-1855). Mejoró la fórmula del cemento, inventando el *cemento portland* en Portland, Inglaterra en 1824.

Joseph-August Pavin de Lafarge (1777-1850). Construyó los primeros hornos para la producción de cemento a gran escala en Teil, al sur de Francia, en 1830.

François Martin Lebrun (1779-1849). Influenciado por las publicaciones de Vicat, en 1831 realizó la primera aplicación arquitectónica del cemento: la construcción del ayuntamiento de Gaillac en Tarn, Francia. Lebrun llevó a cabo la obra tomando como base para su construcción referentes técnicos de construcción en tierra y piedra, por lo que la obra carece de refuerzos metálicos. Esta primer construcción, reveló problemas propios del diseño y uso del concreto, como la aparición de grietas por falta de armaduras pasivas.

Joseph-Louis Lambot (1814- 1887). En busca de nuevas aplicaciones para los materiales emergentes (cemento y acero), realizó diferentes experimentos para la construcción de depósitos de agua y otras aplicaciones en *cemento armado* o *ferrocemnto*. En 1848 construyó un bote a base de barras metálicas y pastas cementantes, mismo que se mostró en la *Exposición Universal de París* en 1855; este bote, es considerado como la primera aplicación de concreto armado.



Img. 29. Acueducto de Allos, Navarra. Ingeniero Eduardo Torroja. En este se aprecia la adaptabilidad del concreto.

François Coignet (1814-1888). Desarrolló el *concreto económico* (*béton économique*), haciendo mezclas de polvos cementantes con arcillas, en lo que actualmente llamamos *suelo cemento* (*béton pisé*). Coignet buscó la difusión de este nuevo método vía la construcción de diversos inmuebles, como en el caso de la propia casa Coignet en Saint-Denis, Francia, construida en 1854.

Joseph Monier (1823-1906). En 1860, elaboró macetas y piezas de jardinera resistentes al clima francés en lo que serían sus primeras experiencias formales de *cemento armado*. En épocas posteriores, Monier establecería una constructora basándose en estas experiencias.

François Hennebique (1842-1921). Realizó las primeras experiencias exitosas con cemento armado aplicado a la arquitectura, más adelante concreto armado. Hennebique estableció las bases del cálculo de marcos rígidos de concreto, mismas con las cuales construyó gran cantidad de inmuebles, sobre todo en la región de *Île-de-France* (1870).

Estos pioneros del concreto, fijaron las bases para el desarrollo de fórmulas y proporciones adecuadas para la obtención de concretos, cuyos resultados (mecánicos y/o estéticos) fueran aceptables para en un futuro permitir la aparición de construcciones de la índole más diversa, teniendo por premisas la optimización de tiempo de obra y la reducción de costos.

Entrando en materia, el concreto puede ser entendido como un *pseudo-sólido* (acorde con las deformaciones y trabajo propio del material) que puede considerarse como homogéneo. Está formado por un árido inerte y una pasta cementante, que al mezclarse con agua reaccionan químicamente, en un proceso en el que pierde humedad y gana paulatinamente resistencia.

Durante los primeros días de fraguado, según Eduardo Torroja (1957), la retracción de la pasta cementante en torno a los áridos que envuelve, genera tensiones internas que soporta gracias a su propia plasticidad, lo que no impide la aparición de microfisuras en la *matriz cementaria*. Sin embargo durante este corto periodo de tiempo, la pasta es capaz de adaptarse de continuo al proceso de microfisuración, por lo que recristaliza y sella las fracturas en la medida que los compuestos para dicha tarea estén presentes en la mezcla. Una vez agotados los compuestos necesarios para continuar recristalizándose, las tensiones desarrolladas en el material tienden a formar fisuras, mismas que si bien pueden no repercutir en su capacidad para soportar ciertos esfuerzos, lo hacen en detrimento de la expectativa de vida del material.

Posee coeficientes de dilatación térmico e higroscópica altamente sensibles, por lo que al entrar en contacto con el agua, el concreto absorbe ciertas cantidades de la misma (según la exposición a la que esté sometido) y al desecarse se contrae, en la medida que lo permita la humedad del ambiente. Afortunadamente, el efecto es poco perceptible para el ojo poco entrenado, y de poca importancia para la mayoría de las estructuras, salvo aquellas de bajos espesores.

El concreto, al igual que la arcilla de los tapiales, puede adaptarse a la forma del encofrado que lo contiene durante el proceso de fraguado, por lo que resulta sumamente versátil para la construcción *in situ* o con prefabricados; además, la adquisición de pericias básicas para su uso es sencilla si se compara con la de otros materiales, como la madera o la piedra.

No obstante sus cualidades, su poca capacidad para flexionarse, limita su potencial en la construcción, por lo que para mejorar sus capacidades mecánicas, se han empleado diferentes materiales capaces de soportar estos esfuerzos; desde fibras de asbesto, hasta ferralla de diferentes metales, siendo la unión más extendida la de fibras de acero. Este, por su elevado módulo de elasticidad y su buena disposición para resistir esfuerzos de tracción y compresión (aunque trabaja mejor a tracción), resulta un material bastante adaptable en la industria de la construcción; sin embargo, presenta el inconveniente de ser altamente sensible a la oxidación, por lo que aun en el caso del acero inoxidable, requiere pinturas protectoras; o bien, ser embebido en otro material para garantizar su protección a efectos ambientales.

Ambos materiales presentan coeficientes de dilatación diferentes, a esto se añan las características higroscopias del concreto y cantidad de procesos químicos y físicos que se llevan a cabo durante el fraguado y a lo largo de su periodo de vida, que no se presentan en lo absoluto en el acero. Además, ambos poseen comportamientos tensionales completamente diferentes, por lo que resulta difícil pensar en una unión exitosa entre ambos. Pese a ello, la compatibilidad de las matrices cementarias con el acero, junto con el mejoramiento continuo de la superficie de anclaje en cables y barras de acero, hacen esto posible, obteniendo así un material resistente tanto a compresión como a esfuerzos de flexión, con un alto potencial de vida útil.

4.3. Clasificaciones del concreto: Normas Mexicanas y el Eurocódigo

En México, existen veinticinco normas referidas al concreto (acorde con el IMCYC), dieciséis de ellas respecto a concretos en estado fresco (NMX-C-000-1997, donde 000 varía según la norma). Estas normas establecen el tipo y condiciones de agregados, métodos de prueba para determinar las propiedades del concreto y los requerimientos que este debe cumplir. De entre estas normas, aquellas cuya aplicación repercute de manera inmediata en el desarrollo de obra, han sido integradas al *Reglamento de Construcciones, en las Normas Técnicas Complementarias*. (Para complementar la información, se recomienda consultar el anexo correspondiente a *Normatividad*).

Las normas vigentes, clasifican el concreto considerando;

1. La resistencia a la compresión
2. El tipo de exposición a la que estará sujeto el concreto

Esta clasificación ubica a los concretos en dos categorías: aquellos cuya resistencia es mayor a 20MPa (200kg/cm²) pero no supera los 25MPa (250kg/cm²), y aquellos cuya resistencia se encuentra por encima de los 25MPa (250kg/cm²).

Respecto al tipo de exposición, el reglamento describe seis tipos, clasificándolas de la *A* a la *D* (*A* y *B* poseen dos variantes), donde las exposiciones de tipo *A* corresponden a entornos poco o nada corrosivos contra exposiciones de tipo *D*, que contemplan elementos en contacto con suelos agresivos y aquellas variantes no contempladas en el reglamento.

El Eurocódigo, considera tres variables para establecer una clasificación del concreto acorde con su resistencia:

1. Resistencia a la compresión: medida en probetas cilíndricas y cúbicas de concreto efectuadas veintiocho días después de su producción.
2. Consistencia: el revenimiento de la mezcla.
3. Contenido de iones de cloruro

En lo referente a la resistencia a la compresión el Eurocódigo contempla factores de resistencia que van desde los 80 hasta los 1000 kg/cm². Esta clasificación no aplica para concretos tales como espumas, concretos porosos, de agregados no minerales y de súper alto desempeño, por mencionar algunos, debido a que estos se encuentran -en los más de los casos- aún en fases de desarrollo. Aunado a ello, la especificidad de sus propiedades y modos de producción hace necesaria su evaluación vía normas más específicas.

A esta clasificación le sigue una acorde con el tipo de exposición, haciendo diferencia entre aquellas que ocurren a menudo (comunes o habituales) y casos de exposición que se dan bajo circunstancias específicas

Exposiciones más comunes

1. Corrosión inducida por carbonatación
2. Efectos provocados con congelación y deshielo

Exposiciones especiales

1. Corrosión inducida por cloruros marinos
2. Corrosión inducida por cloruros no marinos en presencia de agua
- 3- Corrosión causada por ataques químicos.

El Eurocódigo resuelve la clasificación del concreto de manera muy específica, por lo que de una sola variable; la resistencia a compresión por ejemplo, abre todo un abanico en el que ofrece diferentes soluciones en concreto, más solo en lo referente a esa variable. Las Normas Mexicanas, en cambio, resultan mucho más genéricas: dictan un resultado que es capaz de dar solución a más de una variable, resistencia a la compresión, propiedades de los componentes de la mezcla, características del fraguado entre otros.

Si bien esta generalización de variables reduce el número de resultados posibles a modo de facilitar la elección de un concreto, resulta poco eficaz cuando se pretende abordar el material en entornos con condiciones específicas. Así mismo, contar con amplios espectros de resistencia (coeficientes f_c' que varían de 5 en 5 o de 10 en 10 MPa/cm²), forzosamente implica que; bajo ciertas circunstancias, se producirán elementos constructivos que sobrepasen con creces la resistencia de diseño necesaria; pero por otro lado, reduce la posibilidad de falla del material bajo sollicitaciones inducidas por acciones accidentales, como el sismo u otros. La estabilidad de una edificación, no solo está dada por la resistencia del material con que se construye, sino que va de la mano con un diseño estructural que aproveche las propiedades del mismo.

Con esto no se pretende establecer que una norma está encima de la otra, puesto que cada una responde a factores; materiales, tecnológicos, y geológicos específicos.

4.4. Sustentabilidad en el concreto

4.4.1. Introducción

En lo referente a la industria de la construcción, se ha hecho popular hablar de materiales de *desarrollo sostenible* como aquellos cuya relación con *procesos de producción industrializados* es mínima. Entre estos materiales se encuentran; la madera (así como una gran variedad de fibras vegetales), tierra, piedra y otros materiales obtenidos como subproductos o desechos de procesos industriales o de consumo; botellas de PET, por ejemplo. Desde esta óptica, materiales como el acero y el concreto se encuentran fuera de toda posibilidad de estar dentro de esta consideración; una aseveración engañosa, considerando que solo contempla el origen del material y no los procesos que este involucra.

Por ello, para entender la *sustentabilidad del concreto*, de principio es necesario comprender que significa ser sustentable. Acorde con la ASCE (*American Society of Civil Engineers*) la sustentabilidad puede entenderse como: *el poder satisfacer las necesidades del presente, sin comprometer la capacidad de las generaciones futuras de satisfacer las propias, buscando el equilibrio entre lo social, lo económico y lo ambiental.*

Esta definición, nos permite ampliar el abanico de materiales con potencial sostenible al tomar en cuenta un factor determinante: el tiempo. Con base en esto, podemos decir que un material es sustentable según lo indique un análisis realizado en tres momentos clave; su producción, el periodo de vida útil, y la disposición de este (una vez cumplido su periodo de vida útil). Por ello la factibilidad de cada material depende de condiciones específicas de cada proyecto, por lo que materiales sostenibles en algunos, resultan poco viables en este rubro para otros.

4.4.2. Producción

Hoy en día, se cuestiona al concreto como material sustentable, debido al elevado costo energético que implica su obtención. En respuesta, la industria del concreto ha instrumentado diferentes medidas para reducir la demanda energética que implica el concreto en su totalidad. Estas estrategias se centran principalmente en dos rubros: la puesta en marcha de mejoras en los procesos de fabricación y la mejora y optimización de pastas y agregados.

La mejora de los procesos de producción del concreto ha permitido que de un promedio de 132.4 y 155.4 kW (Img. 30) necesarios para la producción de una tonelada de concreto y concreto armado, la cifra se redujera a 117.7 y 141.4 kW respectivamente (Sabins, 2009). Como resultado, las emisiones de gases relacionadas con la producción de concreto también se han visto afectadas positivamente.

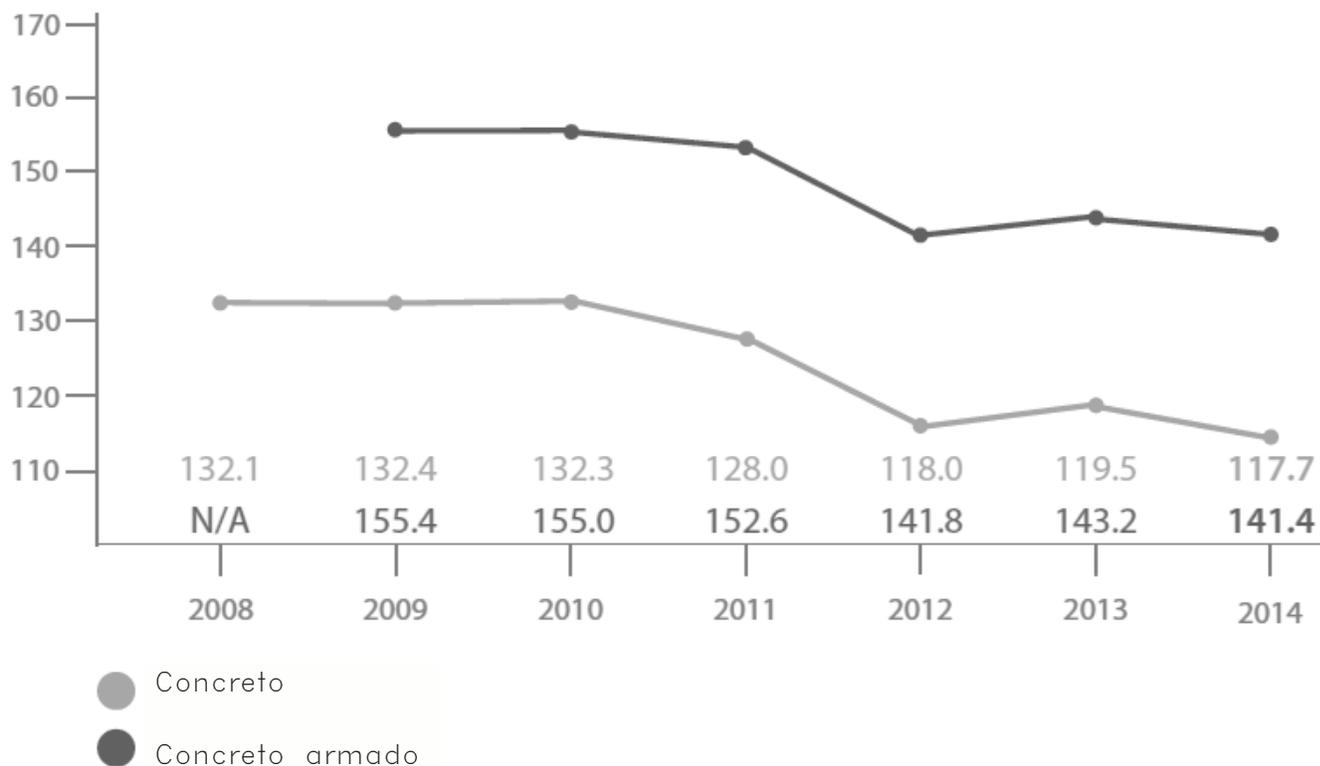
En el 2010 la producción de una tonelada de concreto implicaba la de 87.0 kg de dióxido de carbono (CO_2), para el 2014 esta cantidad se redujo a 76.3 kg, el equivalente a una reducción de un 13%. Las mejoras en los procesos de producción no solo han tenido repercusiones en la reducción de contaminantes aeros, sino también de aquellos depositados en rellenos sanitarios. En el 2009, la producción de una tonelada de concreto implicaba la producción de 4.4 kg de agentes contaminantes, esta cifra se redujo a 1.0 kg en el 2014, se espera que en el 2020 la cifra sea de tan solo 0.5 kg (Img. 32).

A estas medidas, se suma la iniciativa de la industria para fomentar la investigación en el tema. Como resultado, se han desarrollado nuevas fórmulas para reducir la cantidad cemento portland necesaria para elaborar pastas y concretos (Img. 31); es decir, incluir en dichas pastas subproductos de la industria cuyas propiedades igualen o mejoren a las del cemento portland sustraído, inclusive dotando al concreto mejoras. Entre estos subproductos podemos citar compuestos como: escoria metálica de alto horno, agregados fly ash o humo sílice.

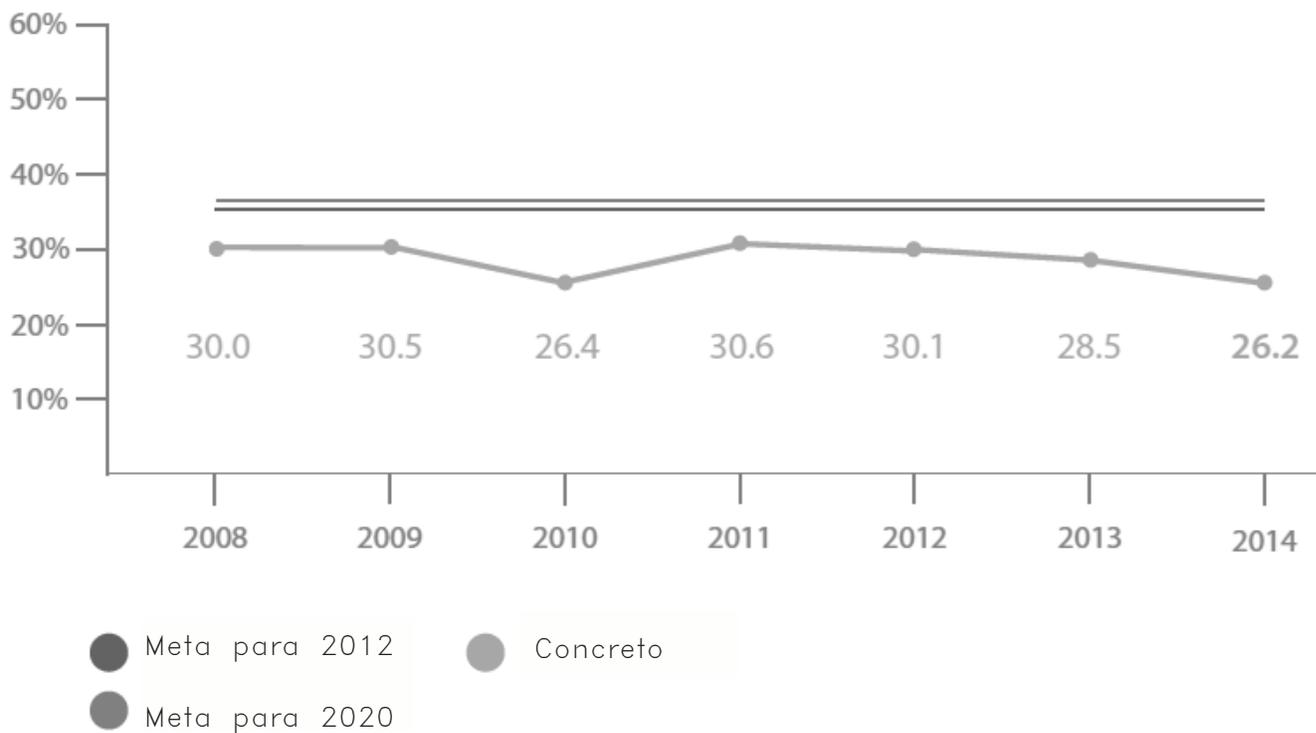
En el caso específico de los agregados fly ash, pueden sustituir desde el 30% hasta 70% del contenido de cemento en mezclas de concreto para producir HVFA (*High Volume Fly Ash Concrete*), presentándose como una alternativa viable en diferentes partes del mundo, como India, donde este subproducto de la industria acerera, presenta problemas de almacenamiento (Sabins, 2012).

4.4.3. Periodo de vida útil.

El periodo de vida útil, se aplica al concreto una vez que es empleado en elementos constructivos y es sometido a factores de intemperización y a esfuerzos de diferente índole (en el caso de elementos estructurales). La capacidad del concreto para resistir factores ambientales permite a las construcciones sobreponerse a las condiciones a las que son sometidas. Por ello, con el mantenimiento adecuado (en ocasiones inclusive sin él), estas construcciones pueden alcanzar periodos de vida útil que van de los 50 a los 70 años. Esto significa que durante este periodo, no será necesario sustituir al inmueble por uno nuevo, cuya construcción traería consigo nuevas implicaciones energéticas y ambientales. Por ello, el concreto puede amortizar el gasto energético de su producción a lo largo de este periodo. Entre los motivos que Gajanan Sibins considera al concreto como un material sustentable están los siguientes:



Img. 30. Gráfica: costo energético (kWh/Ton) para la producción de concreto y concreto armado.



Img. 31. Reducción de cementantes en mezclas de concreto (2014).

Seguridad: Las estructuras de concreto han demostrado presentar una resistencia notable frente a fenómenos como huracanes, tornados y sismos (cuando su diseño es el adecuado).

Eficiencia térmica: En relación con su masa, el concreto es capaz de almacenar calor durante el día, y liberarlo por las noches. Por lo que una vivienda que contemple esta cualidad, presenta un comportamiento térmico tal que las fluctuaciones de temperatura en su interior son mínimas. Si a esto se suma una buena orientación del programa arquitectónico, el confort climático interior puede ser superior respecto a otros construidos con otros materiales.

Poco mantenimiento: Su durabilidad reduce los gastos de mantenimiento a largo plazo, en comparación con otros materiales.

Reducción de desperdicios: Al ser necesario el uso de cimbras y encofrados de dimensiones específicas sea para su producción *in situ* o en forma de prefabricados, resulta fácil para el constructor tener control sobre los volúmenes de material, reduciendo así mermas y desperdicios.

Disponibilidad: Los componentes necesarios para la producción de cemento portland y agregados se encuentran presentes prácticamente en todo el mundo, por lo que puede fabricarse de manera local sin mayores inconvenientes.

4.4.4. Fin de vida útil

Una vez cumplido el periodo de vida útil del edificio, es posible disponer de él de dos maneras:

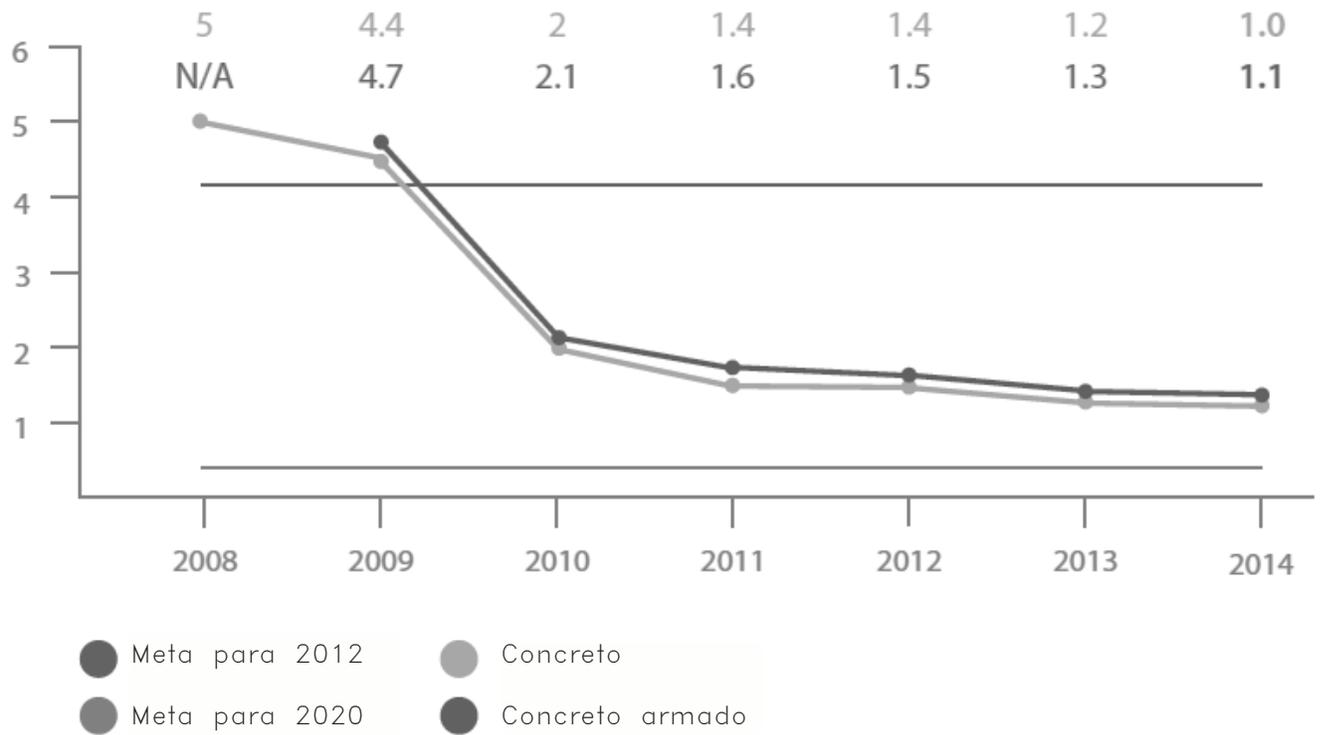
- Demoler el edificio.

Los factores que pueden llevar a un edificio de concreto a su demolición son los siguientes:

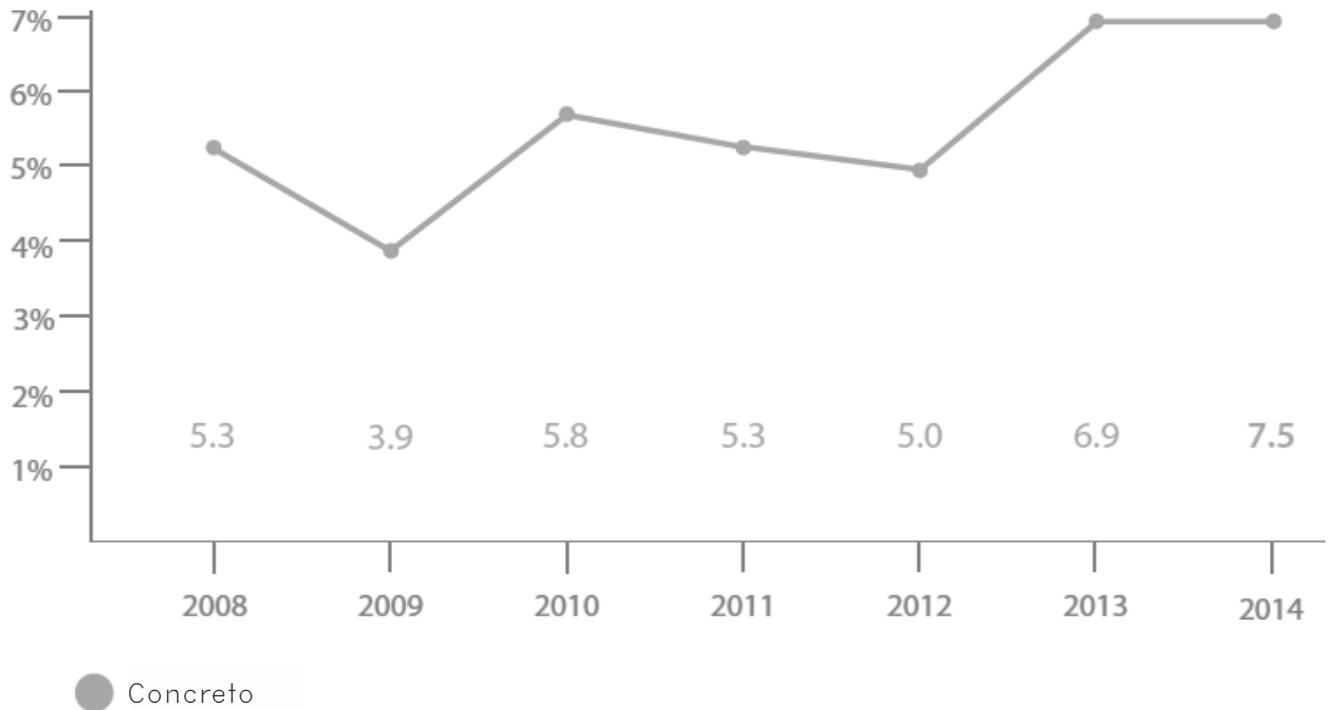
- Si el grado de deterioro compromete la seguridad del edificio o construcciones vecinas.
- El edificio no se encuentra documentado dentro de los libros de conservación de las instituciones competentes.
- Su diseño no se apega a la normativa vigente y no es posible readaptarlo.

En estos casos el concreto puede ser reciclado y triturado para la producción de agregados o bien, reprocesado para la fabricación de mortero o concretos de menor resistencia. Las estadísticas en lo referente al reciclaje de concreto muestran que; actualmente se recicla un promedio del 7% del concreto en desuso; de este, el 24% se emplea en la producción de nuevos concretos (MPA The Concrete, 2014).

- Rehabilitación del inmueble. Resulta por mucho más viable prolongar la vida de una estructura, que demolerla y hacer una nueva (si las condiciones económicas y de proyecto así lo permiten). Para el caso del concreto, una rehabilitación adecuada conlleva a alargar el periodo de vida útil de 50 a 100 o 150 años (Grantham, 2011).



Img. 32. La siguiente gráfica muestra la relación existente entre concreto (Ton) y los residuos depositados en vertederos como productos del mismo (Kg).



Img. 33. Porcentaje de concreto reciclado en UK (2014).

4.5. BFUP/ UHPC. Concreto de súper alto desempeño

4.5.1. Introducción

Los concretos fibrados de súper alto desempeño son materiales de última generación, desarrollados en el dominio de la ingeniería civil (Img. 34). Su desarrollo acelerado, acompañado de un crisol de cualidades, ha permitido incluirlos poco a poco dentro del catálogo de materiales del arquitecto.

El BFUP (siglas en francés para *Béton Fibré à Ultra-haut Performance*) o UHPC (siglas en inglés para *Ultra-High Performance Concrete*) es primordialmente un concreto de muy baja granulometría tanto en agregados como en polvos cementantes, adicionado con fibras metálicas o sintéticas, capaces de absorber las tensiones internas del material, al tiempo que le permite ser sensiblemente resistente a esfuerzos de tracción. La reducción de vacíos entre partículas (propiciada por su baja granulometría) reduce considerablemente los riesgos de microfisuraciones; por ello, se trata de concretos prácticamente impermeables, y de alta resistencia a ataques por agentes químicos ambientales.

En resumen se trata de un material de cualidades mecánicas superiores respecto a los concretos de alta resistencia, con un amplio potencial de aplicaciones.

Debido a su relativamente nueva aparición en el mercado, estos concretos se encuentran aún en fase de experimentación, y en vista de los resultados obtenidos en la construcción de edificios públicos y estructuras civiles (así como en el mantenimiento y reestructuración de obra civil de concreto armado) su desarrollo continúa (Holcim, 2010).



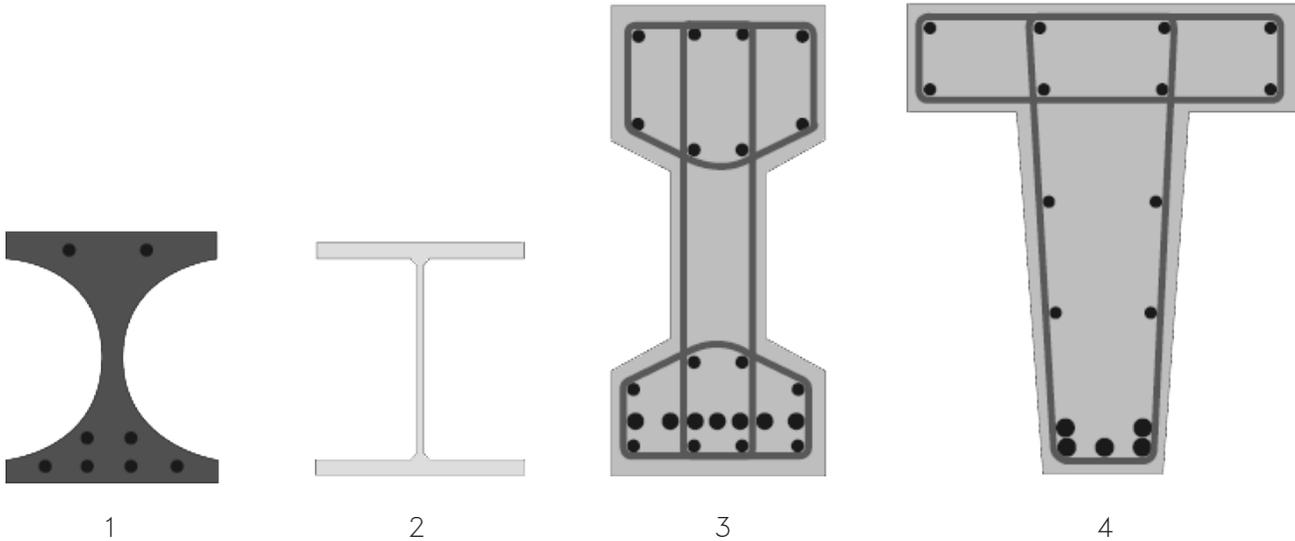
Img. 34. Aplicación del BFUP en obra civil: Pont de la République en Montpellier, Francia, Por Rudy Ricciotti Agency, 2014.

Si bien la industria de la construcción no se inclina por la sustitución de los concretos convencionales por concretos de súper alto desempeño, su uso para aplicaciones específicas es cada vez más cotidiano, sea por sus cualidades que permiten el desarrollo de estructuras mucho más livianas y geometrías complejas o bien, por su capacidad para resistir al intemperismo en entornos altamente corrosivos.

Actualmente, la AFGC (*Asotiation Française de Génie Civil*) clasifica los concretos según su resistencia de la siguiente manera:

- Concretos ordinarios (BO : *Béton ordinaire*, o BC: *Béton courant*)
- Concretos de alto resistencia (BHR: *Béton haute resistance*)
- Concretos fibrados de alto desempeño (BFHP: *Béton fibré haute performance*)
- Concretos fibrados de súper alto desempeño (BFUP: *Béton fibré ultra haute performance*)

Donde los BFHP y BFUP son los concretos mayor resistencia, y su producción y diseño se rige por normas especiales.



Img. 35. Comparativo de cuatro vigas capaces de resistir una misma carga Q , pero con diferentes materiales.

1. BFUP	con un peso de 1.4kN/m	(140 kg/m)
2. Acero	con un peso de 1.1kN/m	(112 kg/m)
3. Concreto presforzado	con un peso de 4.6kN/m	(467 kg/m)
4. Concreto armado	con un peso de 5.3kN/m	(530 kg/m)

Holcim, 2015.

4.5.2. Antecedentes

El desarrollo de este tipo de concretos fue posible gracias al refinamiento de la industria de arcillas y materias reactivas dado en los años setenta, poniendo a disposición de los institutos de ingeniería y grandes industriales, agregados de granulometría del orden micrométrico y una pureza superior, acordes con los avances de la época.

No fue sino hasta 1992 cuando inició la investigación en este ramo. El ingeniero francés François Bouygues propuso la iniciativa para el desarrollo de los *concretos de polvos reactivos* o BPR (*Béton de Poudres Reactives*). En 1995, el proyecto se enriqueció con la participación de la Asociación Francesa para la Investigación y Experimentación de Materiales de Construcción o AFREM por sus siglas en francés (*Association Française de Recherche et d'Essais sur le Matériaux de Construction*) quien aportó las recomendaciones necesarias para la introducción de fibras metálicas, arrojando como resultado mezclas cuyas cualidades mecánicas superaban a las de otros concretos.

En 1996 se presentó la oportunidad de aplicar la investigación para dar mantenimiento a las vigas de concreto de los aerogeneradores de centrales nucleares. El éxito obtenido trajo consigo la producción a gran escala de los concretos BFUP, por lo que diferentes empresas lanzaron al mercado sus propias propuestas de concreto: la concretera Lafarge el concreto Ductal, Vicat el BCV (*Béton Composite Vicat*) y el concreto especial industrial o BSI (*Béton Spécial Industriel*) desarrollado por Eiffage, por citar algunos ejemplos.

En 2002 la AFGC, reunió a un grupo de estudio con el objetivo de compilar todas las experiencias habidas a la fecha en el uso de estos concretos y crear (basándose en ellas) estándares para normar la creciente oferta de BFUP en Francia; poniendo entre los requerimientos que los concretos generados debían presentar, una resistencia comprendida entre los 150 y 250 MPa, así mismo exhortó a desarrolladores y especialistas en la materia, a experimentar por su propia cuenta para determinar la resistencia y cualidades del concreto acorde con sus proyectos (esto si la AFGC no contaba con los parámetros necesarios).

Para el año 2013, la AFGC incluyó entre sus parámetros el uso de agregados de baja granulometría, así como otras cualidades que el concreto debía de mostrar durante y después de su fraguado. También estableció el uso de diferentes fibras según el tipo de uso al que se destinara el concreto, diferenciando entre fibras metálicas, orgánicas y sintéticas.

4.5.3. Propiedades mecánicas

Genéricamente, las características físicas que establece la AFGC para que un concreto tipo BFUP sea considerado como tal, son las siguientes:

- Densidad:	24-28kN/m ³	(2400 - 2800 kg/m ³)
- Resistencia a compresión f_c' :	150 - 250 MPa	(1500 - 2500 kg/cm ²)
- Resistencia la tracción f_{ct} :	7 - 10 MPa	(71 - 100 kg/cm ²)
- Modulo de elasticidad E_c :	45 - 65 GPa	(450 000 - 650 000 kg/cm ²)
- Coeficiente de Poisson:	~ 0.2	
- Coeficiente de dilatación térmica L:	10 - 12 m/m/°C	

Siendo su comportamiento prácticamente lineal hasta alcanzar sus valores máximos.

En comparación con el concreto convencional, el BFUP presenta una densidad superior en 17%, lo cual a primera vista podría verse reflejado en estructuras mucho más pesadas. Sin embargo, al hacer el comparativo de su capacidad para soportar esfuerzos de compresión axial, el BFUP es capaz de someterse a esfuerzos de compresión hasta 230% superiores a los de un concreto convencional; es decir, que para que un elemento teórico en BFUP sometido a esfuerzos de compresión simple sea capaz de soportar una carga similar a uno de concreto convencional sobre el cual sean inducidos los mismos esfuerzos, éste necesitará menos de la mitad de la masa que su contraparte. Finalmente, bajo esta óptica, el elemento teórico sometido a compresión axial sería un 40% más liviano que el de concreto convencional. El resultado: economías de material, tiempo en obra y recursos de la constructora.

Otro punto a tomar en cuenta es el periodo de vida útil del BFUP, del orden de los 100 a 130 años con poco o ningún mantenimiento (AFGC, 2002), mientras que el de concretos convencionales se encuentra en entre los 50 a 70 años, con un mantenimiento regular.

Cabe resaltar, que la resistencia del BFUP a ataques químicos es superior, por lo que los costos por concepto de mantenimiento o los riegos de colapso por envejecimiento del material, pueden ser prácticamente descartados.

4.5.4. Variantes de BFUP

Respecto a las fibras, existen tres grandes familias, de fibras que determinan el uso de este tipo de concretos.

Metálicas:

- Acero
- Acero inoxidable
- Aceros de fundición (hierro al carbón)

Orgánicas:

- Poliamida
- Acrílico
- Polipropileno
- Polietileno
- Kevlar
- Aramida
- Carbono

Minerales:

- Vidrio
- Wollastonita
- Basalto
- Mica

Según la familia y el material en particular, será la dosificación y empleo del concreto. En lo referente a la dosificación, podemos decir que va de un 0.5 a 2% de la mezcla; o bien, de 5 a 150Kg por metro cubico de concreto. Acorde con el tipo de fibra, serán las cualidades con que contará el concreto, como se muestra en la siguiente tabla.

Características y propiedades específicas por familia de material

Fibra	Masa/volumen (g/cm ³)	Diámetro promedio (µm)	Resistencia a tracción (kg/mm ²)	Módulo de elasticidad (GPa)	Elongamiento en ruptura (%)
Metales	7.85	50-1,000	100 - 250	150-200	3-4
Polipropileno	0.9	>4	50 - 75	5-10	10-20
Vidrio	2.6	9-15	200 - 300	80	2-3.5

CIM-BETON, 2013.

Las fibras metálicas no presentan una resistencia a la tracción tan elevada como las fibras de vidrio; sin embargo, son capaces de deformarse más que estas, reduciendo así la probabilidad de falla frágil en elementos estructurales. Por su parte las fibras orgánicas resultan altamente plásticas; pese a ello, son poco resistentes, por lo que no son adecuados para soportar grandes esfuerzos.

En conocimiento de las características de las fibras, es posible determinar el tipo de uso al que puede ser susceptible el concreto BFUP.

Aplicaciones del concreto BFUP

Tipo de Fibra	Dosis estándar	Aplicación	Ejemplos de aplicación
Metálica	0.5 -2.0 % o 40-160 kg/m ³	-Refuerzo para concretos estructurales.	-Losas y pisos industriales. -Prefabricados: Segmentos de túneles Vigas Contenedores Tuberías -Concreto proyectado en obras subterráneas y estabilización de deslaves. -Pilotes de cimentación.
Polipropileno	0.5 -2.0 % o 0.5-2 kg/m ³	-Mejora la resistencia al fuego del concreto. -Reduce fisuraciones relacionadas a retracción.	-Pisos -Segmentos y recubrimientos de obras subterráneas -Morteros proyectados.
Vidrio	1.0 – 2.0 %	-Construcción de prefabricados ligeros	-Paramentos arquitectónicos. -Panelizado en fachadas. -Elementos decorativos

CIMBETON, 2013.

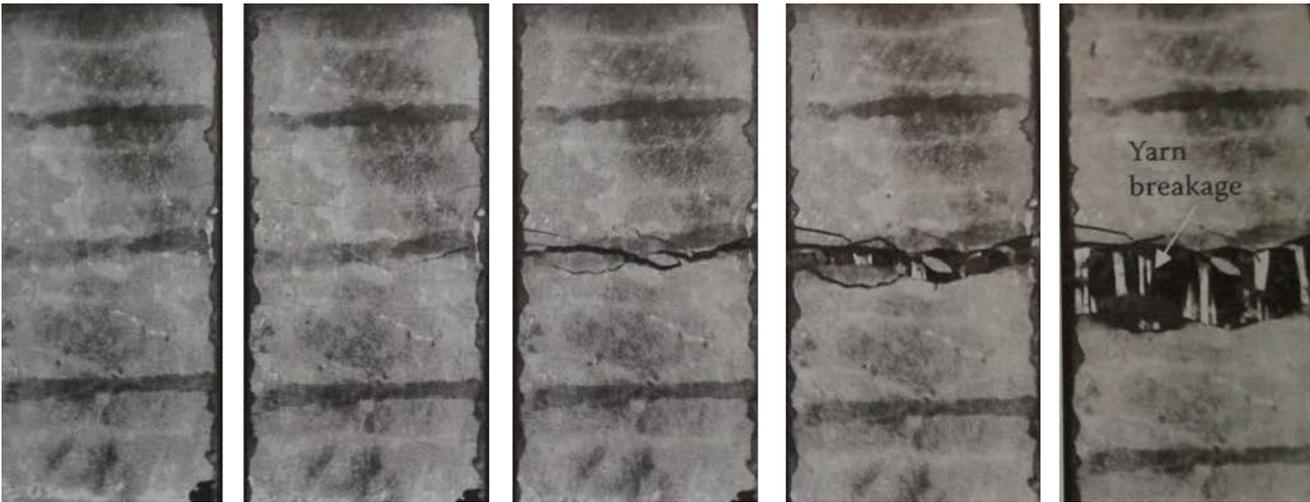
Conociendo las propiedades y aplicaciones que este tipo de concretos pueden tener, se plantea explorar más a fondo el uso de fibras metálicas y vítreas en las páginas siguientes.

Para concretos BFUP de grado estructural, deberán incluirse fibras metálicas no orientadas, vistas las complicaciones que surgirán para realizar entramados metálicos a modo de malla que cumplan con las características antes mencionadas. Lo referente a los modos de producción de estos materiales, será abordado con mayor detalle en los capítulos siguiente. Para obtener 1 m³ de este material, la dosificación (o dosificaciones) que puede ser la siguiente:

Cemento	Arena fina	Cuarzo triturado	H. sílice	F. metálicas	Aditivos	Agua
710 kg	1 020 kg	200 kg	230 kg	160 kg	10 kg	140 L
1 075 kg	1 050 kg	-	160 kg	220 kg	35 kg	200 L

CIMBETON, 2013.

Resalta que; a diferencia de concretos convencionales, los concretos de súper alto desempeño requieren una considerable dosificación de aditivos, como son: súper plastificantes, hidratantes y reductores de agua. Este se debe a la baja granulometría de los materiales que integran la matriz cementaria, así como la reacción que se desencadena en ellos una vez hidratados (como en el caso del humo sílice).



Img. 36. Fractura inducida en una muestra de BFUP por efecto de esfuerzos de tracción. En esta secuencia se aprecia como a partir de la segunda imagen, la probeta comienza a fracturarse. Para la tercera toma, la matriz cementaria falla por completo debido a los esfuerzos inducidos en la probeta, mucho antes que las fibras incluidas en ella. Inducida la falla, las fibras continúan transmitiendo los esfuerzos de tracción hasta alcanzar el punto de falla, como se puede apreciar en la última de estas imágenes.

A nivel de la microestructura del material, las fibras unen las fisuras que se generan en el concreto —sea por efectos de retracción o por los esfuerzos a los que el elemento constructivo es sometido— antes de que estas se expandan y entren en contacto con otras, formando fisuras aún mayores, lo cual incrementa las posibilidades de falla en el concreto. No obstante, dado el caso que bajo las sollicitaciones a las que es sometido el elemento se logre inducir una falla, la matriz dejará de tomar esfuerzos de manera directa en la zona afectada; sin embargo, si las fibras embebidas en la mezcla no han alcanzado aún su límite de fluencia, estas continuarán transmitiendo los esfuerzos inducidos en la zona de falla, hasta alcanza el punto de ruptura (Img. 36).

En lo referente a concretos BFUP base fibras de vidrio, no presentan la misma disposición que los adicionados con fibras metálicas para su uso con fines estructurales, debido a la tendencia de estas a fallar de manera frágil (en comparación a las fibras metálicas), por lo que se han empleado más extensivamente para resistir las tensiones internas del material.

Para la elaboración de estos concretos son necesarias fibras vítreas especiales, capaces de resistir reacciones abrasivas muy similares a las que tienen lugar durante el proceso de fraguado del concreto. Las fibras de vidrio AR (*Alkali-Resistant*) han sido empleadas en el proceso de producción de concretos de súper alto desempeño en la elaboración tanto de pastas con fibras no orientadas, como de elementos prefabricados con fibras orientadas. Si bien, los elementos resultantes no son aptos para soportar sollicitaciones considerables como podría hacerlo un concreto con fibras metálicas, los concretos con fibras de vidrio incluidas dentro de su matriz, resultan mucho más ligeros en comparación que los antes mencionados.



Img. 37. Distribución aleatoria de fibras de vidrio AR en concreto compuesto.

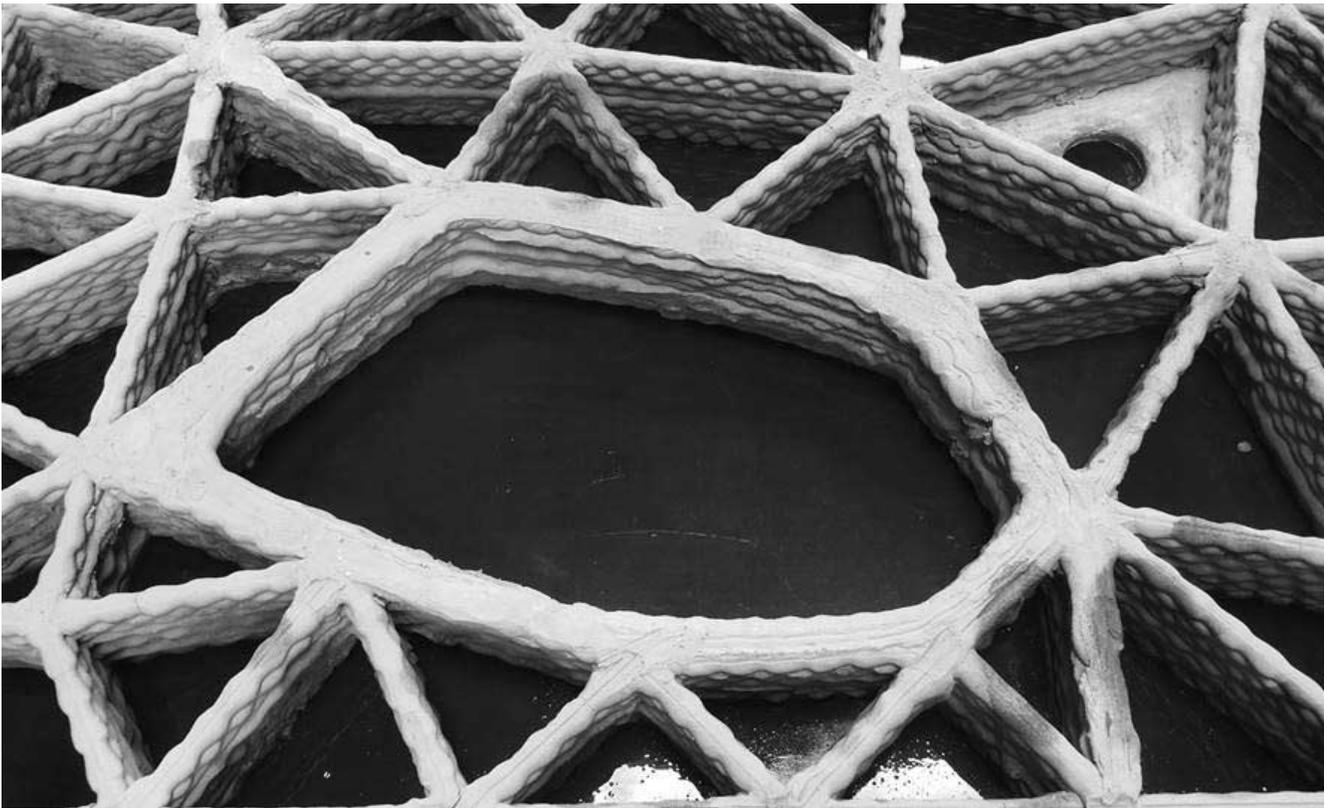
En el caso de los concretos adicionados con fibras no orientadas, las reducidas dimensiones de las estas, permiten una mejor dispersión en la mezcla. A mayor concentración de fibras, las distancias entre unas y otras se reducen, por lo que al haber un mínimo de espacios libres de refuerzo fibrado dentro del concreto, se reducen las probabilidades de fallas en el material (Img. 37).

Si bien estos concretos compuestos deben una buena parte de mejoras a la adición de fibras dentro de su estructura, esto no sería posible sin una discriminación detallada de los agregados pétreos y un mejoramiento de las pastas cementantes, para una mejor unión con los elementos fibrados que en ellas se incluyen. Aunque no se descarta la posibilidad de poder elaborar estos concretos con CPC; las cualidades que este mezcla tendrá serán inferiores a las de elaborados con cementos especiales. Las propiedades que un concreto de este tipo puede presentar son las siguientes:

Propiedades físicas de un concreto de súper alto desempeño base fibras de vidrio

Densidad:	18 - 20 kN/m ³	(1 800 - 2 000 kg/m ³)
Resistencia a compresión f_c' :	40-60 MPa	(400 - 600 kg/cm ²)
Resistencia la tracción f_c_t :	4-6 MPa	(40 - 60 kg/cm ²)
Módulo de elasticidad E_c :	10-20GPa	(100 000 -200 000 kg/cm ²)
Coefficiente de Poisson:	~ 0.2	
Coefficiente de dilatación térmica L :	20x10 ⁻³ (m/m/°C)	

Propiedades alcanzadas en una muestra de 28 días.



Img. 38. Maqueta escala 1:1, Pared con propiedades de aislamiento térmico impresa en concreto BFUP.

4.5.5. Procesos de producción

Los procesos de producción para este tipo de concretos compuestos, van desde lo más tradicional, como el premezclado, hasta otros más complejos, como la inyección de pastas en mallas de fibras de materiales compuestos diseñadas a niveles micrométricos.

Cabe mencionar que desde sus inicios, los concretos y pastas de cemento reforzados con fibras de ínfimas dimensiones (como en el caso del asbesto-cemento), han sido elaborados en su mayoría en procesos enfocados en la prefabricación (más que para ser colados *in situ*), visto el cuidado que debe invertirse en el manejo de los componentes de la mezcla; siendo en algunos casos, altamente volátiles o nocivos para la salud, por lo que su manejo conlleva a la aplicación de estrictas normas de seguridad.

Entre los procesos para la producción de elementos constructivos encontramos los siguientes:

- Premezclado
- Extrusión o Poltrusión
- Filamentos (*filament winding*)
- Compresión en moldes
- Laminado en paneles sándwich.

De los cuales se tratarán con mayor detalle los procesos de extrusión, laminado, y el premezclado.

En el caso del premezclado, se trata de un proceso de uso moderado, tomando en cuenta las consideraciones mencionadas con anterioridad.

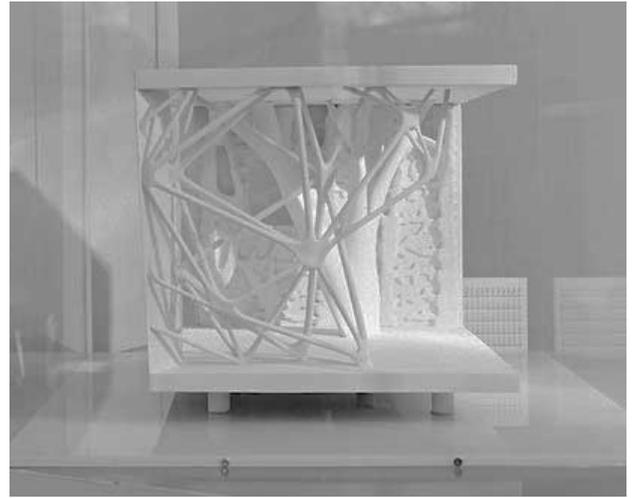
Se emplean fibras de vidrio cortado o fibras metálicas (en secciones de 10mm hasta 40 mm), mismas que se agregan directamente a la mezcla acorde con una dosificación. Estas fibras no direccionadas permiten tomar las fracturas en el concreto omnidireccionalmente, lo que resulta de gran utilidad en la construcción de estructuras laminares resistentes por forma, donde no se dispone de grandes espesores de lámina para proteger las barras de refuerzo de acero u otros elementos destinados a resistir los esfuerzos que se desarrollan en la estructura.

Por otro lado, se encuentra la extrusión, uno de los procesos experimentales actualmente más explorados para la construcción con concretos de súper alto desempeño.

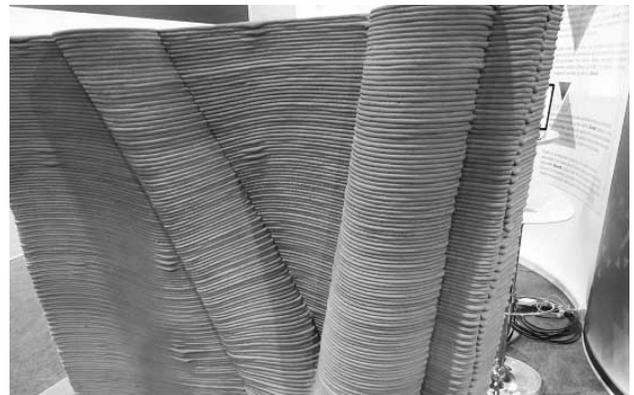
El proceso consiste en bombear el concreto hasta una cabeza extrusora y aplicarlo en puntos específicos, como en una impresora de sólidos; sin embargo, la presencia de *áridos* en el concreto, propicia fricción y obstrucciones en los sistemas de bombeo y conducción, por lo que se ha explorado este método con concretos compuestos con fibras vítreas y poliméricas (Mobasher, 2012).

La dificultad de este proceso radica en la producción de mezclas lo suficientemente fluidas como para no bloquear el sistema extrusión y que a la vez, sean capaces de secarse con suficiente rapidez, con el fin de que las capas inferiores de material tengan la resistencia necesaria para permitir las capas superiores ser depositadas sin riesgos de que los prefabricados colapsen por su propio peso.

La escala de estos experiencias varía, y va desde una casa escala 1:1 impresa en China en el 2014 por la compañía *Win Sun*, hasta elementos constructivos desarrollados por la compañía francesa *XtreeE* en el 2015.



Img. 39. Modelo a escala de un pabellón base concreto de súper alto desempeño, en el cual se busca optimizar la estructura algorítmicamente.



Img. 40. Maqueta 1:1, columna central del pabellón presentado en la imagen anterior, extruida con BFUP.



Img. 41. A la izquierda, fibra textil con poca penetración por parte de la matriz cementaria.

Img. 42. A la derecha, fibra textil con penetración completa de la matriz en las fibras base.

El uso de paneles laminados con concretos fibrados o espumas de concreto, se ha vuelto un recurso cada vez más recurrente para la composición de fachadas prefabricadas por su relativa facilidad de aplicación en obra y las ventajas de durabilidad que estos proporcionan.

En su etapa de producción, estos laminados pueden elaborarse usando mallas de fibras entrelazadas entre sí cuyo diseño puede variar según el tipo de pasta a emplear, o filamentos orientados (e inclusive pretensados) a fin de soportar mayores esfuerzos en direcciones específicas.

En estos prefabricados, la penetración de la pasta cementante entre las fibras del textil es determinante. Mezclas muy espesas pueden dañar las fibras del tejido o no adherirse completamente a él (Img. 48), mientras que mezclas muy viscosas tendrán poca adherencia, pasando de largo al ser aplicadas sobre la malla. Lo que se busca, es la obtención de pastas lo suficientemente fluidas como para adherirse completamente a las fibras (Img. 49). Para lograrlo, algunos industriales recurren al uso de agregados para controlar ciertas características de las pastas; su viscosidad para este caso, empleando agregados como los *fly ash* para lograrlo (Mobasher, 2012).

El diseño de la malla también es determinante en el proceso de fijación. La densidad de estos micro tejidos, ronda entre las veintidós hiladas de fibra de vidrio (o similar) por centímetro lineal de malla en la dirección de refuerzo (hilada de deformación) y cinco hiladas por centímetro lineal en la sección perpendicular al esfuerzo (hilada de entramado). En la producción de textiles y panelizados, las fibras de vidrio AR empleadas cuentan con una resistencia a tracción de 12 a 24 MPa, y un módulo de elasticidad de 78 GPa. El diámetro de estos filamentos es del orden de los 13.5 μm .

4.5.6. Mejora de matrices cimentarias

Como se ha mencionado a lo largo de este capítulo, una de las condicionantes que debe cumplirse para la obtención de concretos de súper alto desempeño, es contar con pastas cementantes con características mejoradas.

Entre los motivos que llevaron a la búsqueda de estas mejoras podemos mencionar los siguientes: incrementar la velocidad en la línea de producción y el desarrollo de concretos más eficaces para resistir a diferentes tipos solicitaciones o aplicaciones específicas. Esto ha llevado a sus diseñadores a incluir en la mezcla aditivos para mejorar algunas características del concreto; como el tiempo de fraguado, la resistencia al intemperismo o simplemente, su revenimiento y su bombeabilidad. La adición de estos, permite ciertas economías en la línea de producción (en algunos casos), al ser algunos de estos aditivos subproductos de otros procesos industriales como el humo sílice y la escoria granulada de alto horno.

Debe tenerse en cuenta; que si bien, el uso de aditivos en el concreto mejora propiedades específicas del mismo, también implica la aparición de características o comportamientos no deseados (causados por la alteración de sus procesos químicos). A continuación se hará mención de algunos de ellos.

Por ejemplo: los aditivos base carbonato de calcio son empleados para la obtención de concretos de alta resistencia; sin embargo, la presencia de estos compuestos durante el proceso de hidratación del cemento portland, induce una carbonatación forzada, volviendo al concreto más susceptible a ataques químicos de este tipo a lo largo de su periodo de vida útil.

Otros compuestos, tales como las puzolanas, han sido empleados en la producción de concretos de alta resistencia en condiciones de alto intemperismo. Estas reducen problemas como *segregación*, *contracción hídrica*, alta permeabilidad, *reacciones alcali-silíceas*, entre otros. También reducen los riesgos de los ataques de sulfatos y mejora el desempeño a tracción y compresión del concreto. Sin embargo, provocan una reducción de la *resistencia temprana* del concreto y los hacen más susceptibles a patologías relacionadas con procesos de congelación y deshielo (ver anexos correspondientes).

De emplearse más de un aditivo, deberá tenerse en cuenta que el efecto de uno puede entorpecer los efectos de los otros. Por ejemplo: una mezcla en la que se incluyen humo sílice, escoria granulada de alto horno y aditivos aceleradores de fraguado. Los dos primeros contribuyen al incremento de la resistencia del concreto; sin embargo, la reducción del pH de la mezcla, inducido por el acelerador de fraguado disminuye la efectividad de los primeros (Mobasher, 2012).

4.5.7. Aplicaciones del BFUP

Siendo un material altamente especializado, su uso para proyectos estructurales se ha visto principalmente en el dominio de la ingeniería civil, empleándose en vigas prefabricadas, losas de diferentes modalidades; e inclusive, como material de restauración para estructuras construidas con concretos convencionales o de alta resistencia, que presentan agrietamientos y/o desprendimientos, dejando expuestas a las armaduras de refuerzo.

En el dominio de la arquitectura, su aplicación se ha enfocado principalmente a la construcción de fachadas de geometría compleja en entornos altamente agresivos con las construcciones, como el caso de *Museo de las Culturas Mediterráneas (MuCEM)*, en Marsella. La brisa salina marsellesa actúa como un agente continuo de deterioro de la edificación, expuesta de manera continua al ataque por cloruros disueltos en ella. El uso de BFUP en la fachada le brinda protección en el entorno salino. Por otro lado, la manejabilidad del material le permite adoptar formas aún más caprichosas, reflejadas en la compleja celosía de la fachada, compuesta por 384 paneles de BFUP.

En el dominio de las estructuras, el puente que comunica el museo con el exterior, también está construido en BFUP. Las características mecánicas del material le permiten librar un claro de 115.0m con un ancho de 1.8m.

Otra experiencia realizada con estos concretos tuvo lugar el campo de las estructuras laminares, con la construcción de la estación de trenes de *Shawnessy*, en Canadá, por el Arq. Enzo Vicenzino. El proyecto costa de 24 cascarones en forma de conoide, de concreto blanco. Estos cascarones libran un claro de cinco metros con un espesor de lámina de tan solo 2cm (Ductal Francia, 2015).

Por sus dimensiones, la construcción de estos cascarones implicó seccionarlos en diferentes piezas y fabricarlas fuera de la obra. Los cascarones prefabricados, fueron montados sobre una serie de columnas sobre las cuales, descansaban vigas apuntaladas con piezas hechas con el mismo material. Cabe mencionar, de que ni las juntas ni las articulaciones de los cascarones o alguno de las otros componentes de la estructura están hechas con BFUP, siendo realizadas con placas de acero, ya fuera para facilitar el montaje de las mismas en obra; o bien, debido a que las características del acero lo hacen más adecuado para soportar esfuerzos de flexión.

Img. 43. MuCEM, Marsella, 2013. Arq. Rudy Ricciotti.





Img. 44. A la izquierda, desencofrado de una de los 24 cascarones de concreto que forman la cubierta de la estación de trenes de Shawnessy.
 Img. 45. A la derecha, Estación de trenes de Shawnessy, Canadá, 2003. Proyecto del Arq. Enzo Vicenzino.

4.5.8. Factibilidad el BFUP en México

El país cuenta con grandes franjas costeras, zonas selváticas y boscosas, entornos altamente abrasivos que comprometen el buen estado del concreto. Por ello, el uso de este tipo de concretos resultaría beneficioso en obra pública y civil.

La disposición de materias primas como arenas de sílice no resultaría un problema, pues en las regiones norte, centro y sur (Durango, Edo. Mex y Veracruz) cuentan con yacimientos de este mineral que actualmente son explotados.

Respecto a los cementos especiales para su elaboración, el país cuenta con uno de los productores más importantes de concreto en el mundo; por lo que esto, no debe implicar un verdadero problema.

Si bien, actualmente el país no posee la capacidad de producción de ciertos agentes químicos necesarios para la realización de estas mezclas, es posible adquirirlos en empresas tales como *Sika*. Aunque bien, podría ser más rentable incentivar el desarrollo de la tecnología y la industria para la elaboración de estos agentes químicos en el país; o bien desarrollar otros que los sustituyan.

A continuación, se muestra una tabla con los aditivos involucrados en la elaboración de concretos de súper alto desempeño y su disponibilidad en el país, así como los ingredientes activos de cada uno y las empresas encargadas de su producción, para validarlo antes dicho.

Producto	Marca	Tipo de aditivo							Ingredientes activos	
		P	SP	H	RA	R	A	AR		
Sikacrete 950DP	Sika								x	<ul style="list-style-type: none"> • Humo sílice (SO₂). • Solución base poli-carboxilatos. • No contiene cloruros. • Aditivo polimérico tipo dispersión base melamina formaldehído. • Aditivo base gluconatos. • No contiene cloruros. • Solución base poli-carboxilatos. • Formaldehído más aditivos. • Compuesto base cloruro calcio. • Formaldehído. • Glucosa. • Aditivos.
ViscoCrete 7800	Sika	x	x	x		x				
Sikament 100Mx	Sika	x		x	x			x		
Plastiment G935	Sika				x	x				
Quimicret C. A20	Imperquimia		x		x			x		
Quimicret SF R 320	Imperquimia		x		x	x				
Quimicret Dis A de	Imperquimia				x	x		x		
Quimicret Ruga C	Imperquimia					x				

Donde

P= Plastificante

SP= Súper Plastificante

H= Hidratante

RA= Reductor de agua

R= Retardante de fraguado

A= Acelerador de fraguado

AR= Alta resistencia

4.5.9. Observaciones finales

Las ventajas de este tipo de concretos por encima de mezclas convencionales recaen principalmente en los siguientes puntos:

Durabilidad: su capacidad de resistir a agentes corrosivos supera a los de otros concretos.

Economía: Su aventajado comportamiento mecánico, puede permitir proyectar elementos constructivos mucho más esbeltos respecto a concretos convencionales, así como reducir las cantidades de acero necesarias por conceptos como *arduras pasivas*, destinadas a resistir tensiones internas del material.

Impacto ambiental: En un balance energético, la reducción del volumen de concreto empleado en la construcción, aunado con el incremento de periodo de vida de la misma, puede reducir la huella carbónica de la edificación.

Las observaciones referidas al dominio de las estructuras, serán analizadas durante el desarrollo de este documento.

4.6. Estructuras laminares

4.6.1. Precursores geométricos

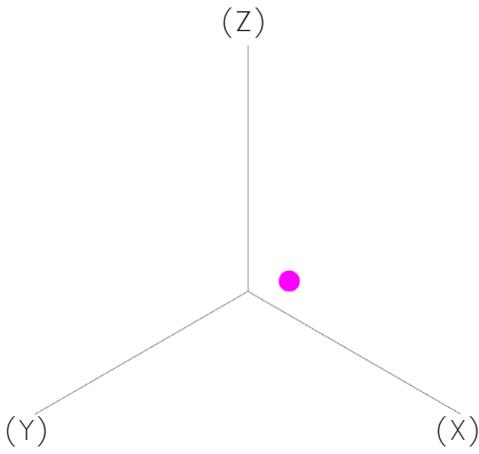
Siendo el tema principal de este capítulo la superficie, bien vale la pena dedicar algunas líneas a la comprensión de esta.

Superficie: es el conjunto de puntos, y solamente aquellos puntos cuyas coordenadas satisfacen una sola ecuación de la forma $F(x, y, z) = 0$. (Lehmann, 1953).

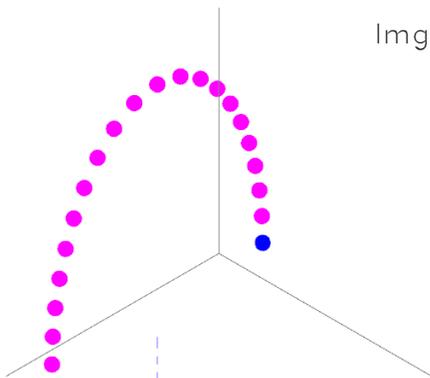
Si bien la definición analítica antes mostrada expresa de modo preciso la condición que debe cumplir una superficie para ser considerada como tal, aporta poco a la comprensión de las mismas a los ojos no especializados, por lo que otro modo de referirse a una superficie; es como una malla, comprendida entre una serie de curvas que rigen el desarrollo y límites de la misma; a estas curvas se les denomina directrices y son el producto del desplazamientos finitos de puntos en el espacio.

Sabiendo que una superficie -desde un punto de vista geométrico- está condicionada a curvas directrices, se hace necesario definir una curva.

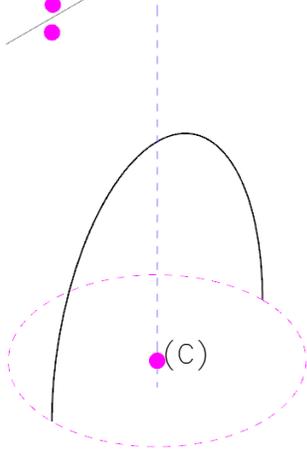
Una curva puede ser entendida -muy pragmáticamente- como la resultante de un punto que se desplaza en un plano bidimensional (lo cual no excluye la posibilidad de un plano en tres dimensiones), cuyo desplazamiento es regido por una ley específica, pudiendo ser esta la equidistancia de desplazamientos en torno a un punto fijo como en el caso de la circunferencia; o bien, principios más complejos como en el caso de la elipse y la hipérbola (Img. 47).



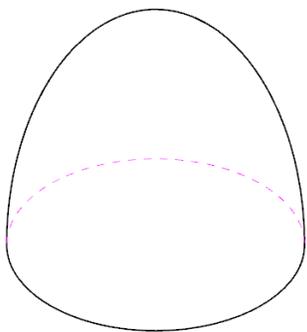
Img. 46



Img. 47



Img. 48



Img. 49

Teniendo estos conceptos en claro, es posible seguir con los temas referentes a tipos de superficies.

Las superficies de revolución son aquellas que se generan por la movimiento de una curva (abierta o cerrada) a la cual podemos referirnos como curva directriz, en torno o sobre a un eje de rotación (Img. 48).

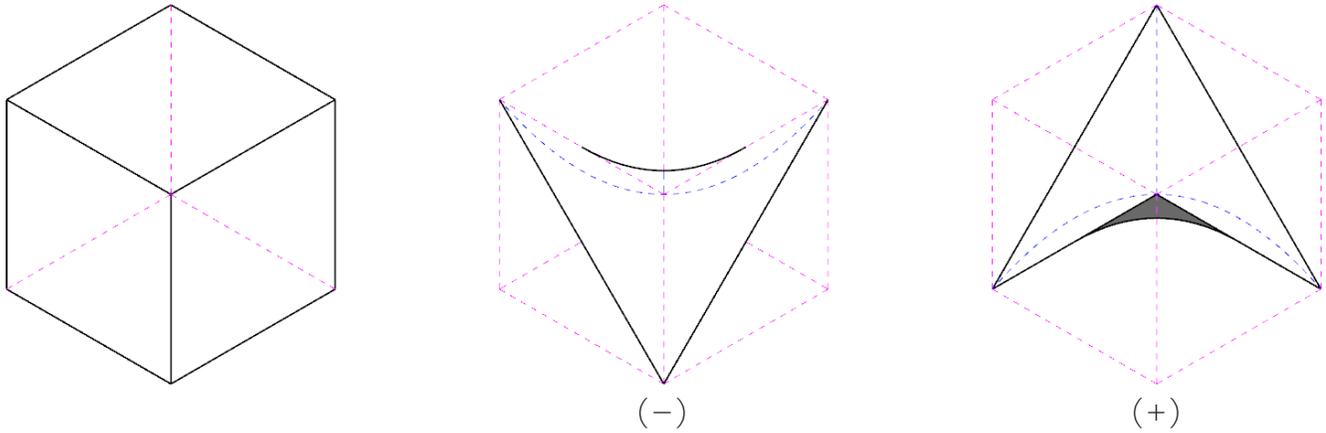
La complejidad de estas superficies puede ir de lo más básico, como sería el caso de rotar líneas rectas con ángulos variables, para la obtención de superficies cilíndricas o cónicas -aunque estas también pueden ser consideradas como superficies regladas- hasta superficies mucho más elaboradas, obtenibles por la revolución de otros perfiles curvos conocidos; una hipérbola por ejemplo, cuyo resultado es el hiperboloide, o bien, un hiperboloide de doble manto; el resultado será dado por las condiciones que se establezcan en la ecuación base de la hipérbola.

A demás de estas, otro tipo de superficies obtenibles son los casquetes (cuando la superficie es el producto de la rotación del arco de una curva), pudiendo ser estos esféricos o elipsoidales, por citar algunos ejemplos (Img. 49).

Una peculiaridad de los casquetes, es que son superficies de doble curvatura del tipo sinclástica; es decir, la orientación de dichas curvas respecto a una referencia definida, es la misma (positiva o negativa acorde con Gauss).

Algo que tienen en común las superficies de revolución es que son desarrollables; es decir, al analizar estas y expresarlas como una serie de planos finitos normales a un punto de su correspondiente curva directriz, es posible proyectarlos sobre otro plano base, y a partir de este despiece reconstruirlas, caso contrario a las superficies anticlásticas.

De ahí, que la facilidad para ser planteadas desde un punto de vista geométrico y constructivo, dio pie a uso en mayor o menor medida a lo largo de la historia.



Img. 50

Las superficies regladas son generadas por el desplazamiento de una recta (generatriz) a lo largo de una o más curvas finitas (directrices).

Las superficies regladas, tienen la peculiaridad, de poder ser superficies de doble curvatura, algunas inclusive del tipo anticlástica; es decir, que la dirección de las curvas que la componen no es la misma, por lo que cuenta con curvatura positiva y negativa simultáneamente, resultando un comportamiento estático diferente al de otro tipo de superficies (Img. 50). Un ejemplo representativo de ello es el paraboloides hiperbólico, ampliamente explotada en la arquitectura. En este punto es importante hacer la siguiente aclaración: todo paraboloides es una superficie reglada, más no toda superficie reglada da por resultado un paraboloides hiperbólico.

En el caso de las superficies anticlásticas, encontraremos que son *no desarrollables*, por lo que a diferencia de las superficies sinclásticas, resulta imposible proyectarlas sobre un plano bidimensional sin segmentarlas. Sin embargo, las superficies regladas logran sopesar este inconveniente gracias lo ventajoso que resulta su construcción; basta con definir las directrices de la superficie para enseguida cimbrar el espacio con vigas mdrinas y duelas de madera (una cimbra resistente ya por si misma), para enseguida disponer las armaduras de acero, y colar.

El arquitecto Félix Candela, basó su trabajo en la construcción de cubiertas de todo tipo, teniendo como elemento base el paraboloides hiperbólico.

4.6.2. Condición estructural, estructuras resistentes por forma

Para ejemplificar los tipos estructurales, Eduardo Catalano refiere considerados en tres tipos:

- Resistentes por masa
- Nervadas
- Laminares

Las resistentes por masa, son aquellas que ponderan la acumulación de materia para la formación de elementos resistentes; aún si una parte de esta materia no es necesaria para efectos concernientes a la estructura, pues éstas no tienen por norma la optimización de recursos materiales.

Por otro lado, las estructuras nervadas, priorizan la optimización de materia, disponiéndola en las zonas de acumulación de mayores esfuerzos, para enseguida canalizarlos a los puntos de descenso de cargas del modo más eficiente posible, ejemplo de ello son bóvedas de crucería góticas (Img.58).

La disponibilidad de materia para la labor del constructor, condicionó el surgimiento de estos sistemas. La piedra, ha sido el material más recurrido en la antigüedad para la construcción de estructuras de usos varios, por sus propiedades para soportar los embates del tiempo. Sin embargo, su capacidad nula para soportar esfuerzos de flexión en contraparte a su gran resistencia a la compresión, fue un detonante para que el constructor primigenio ideara alternativas para edificar, experimentando con las propiedades mecánicas de la piedra; entre estas alternativas, el arco.



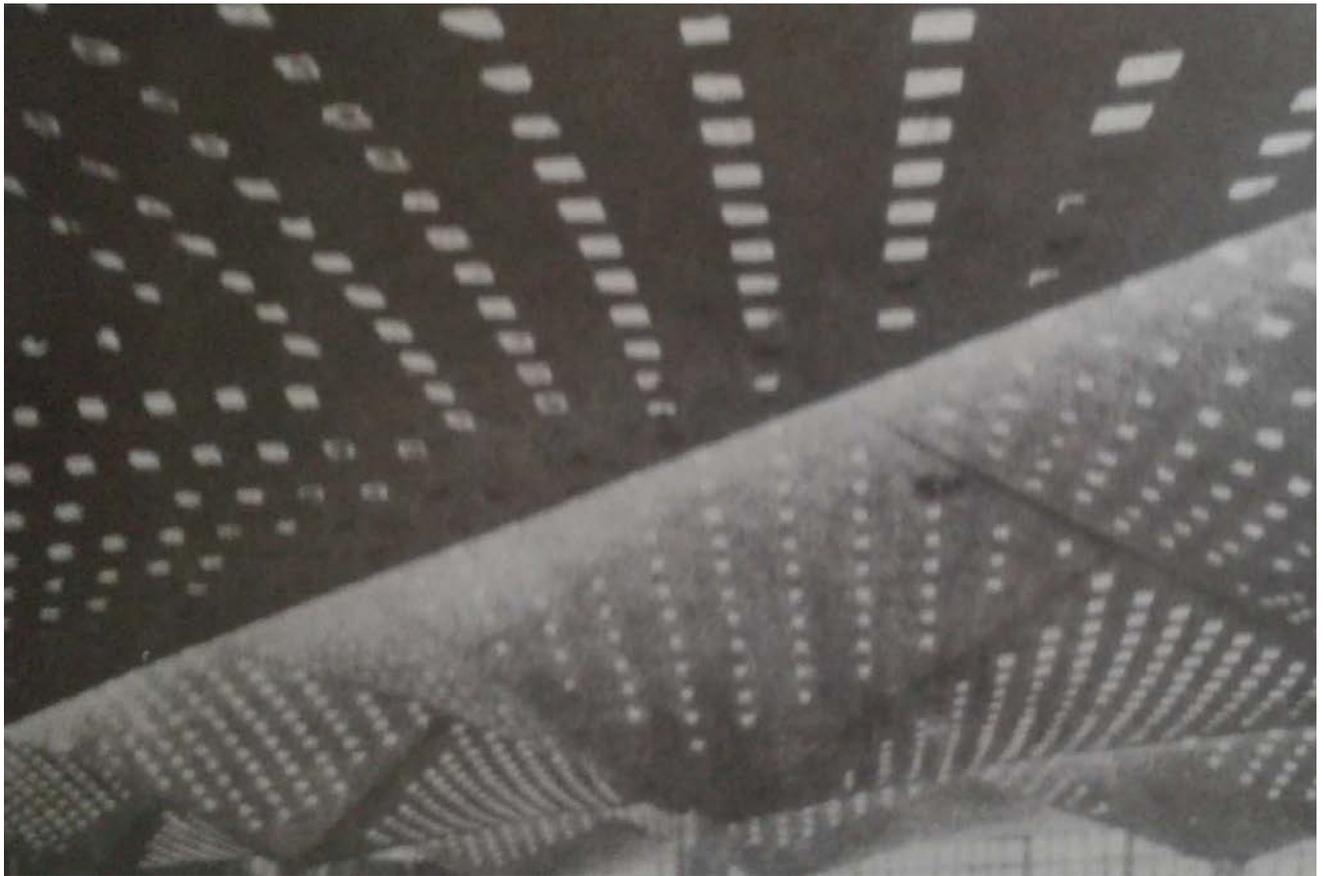
Img. 51. Estructuras nervadas: Catedral de Notre-Dame de Amiens, Francia.

Pero ¿qué es lo que permite al arco tal resistencia? La demostración puede ser dada analítica, como geoméricamente.

Analíticamente, es posible analizar un arco como una poligonal abierta, en cuyos vértices se ubican los puntos de descenso de cargas. Considerando los esfuerzos que actúan en el arco como vectores que se transmiten a lo largo de él, y analizando esos vectores según sus componentes, podremos ver que estos vectores estarán dados por una componente en X y una componente en Y . A medida que las cargas se aproximan a los arranques del arco, la componente en Y se ve favorecida en el descenso de cargas respecto a la componente en X . Sin embargo los esfuerzos dados para la componente en el eje de las abscisas terminan por acumularse en un esfuerzo normalmente conocido como *cocceo*, con lo cual dichas componentes tienden a *abrir el arco*, viéndose en la necesidad de ser contrarrestados sea por contrafuertes, muros de contención o tirantes.

En lo referentes a los arcos de medio punto, tienden a conducir cargas hasta sus arranques de manera uniforme (idealmente), de ahí su estabilidad. Sin embargo, modificaciones en su geometría, como el apuntalamiento o recortes, tienen por repercusión la ruptura de su condición de equilibrio, debiendo ser compensada por otros elementos, como los antes mencionados.

En arquitectura, el arco ha sido el intérprete de diferentes soluciones estructurales y estéticas; desde los arcos de medio punto, recurrentes en el renacimiento italiano, hasta los arcos visigodos de gran uso en la arquitectura del islam.



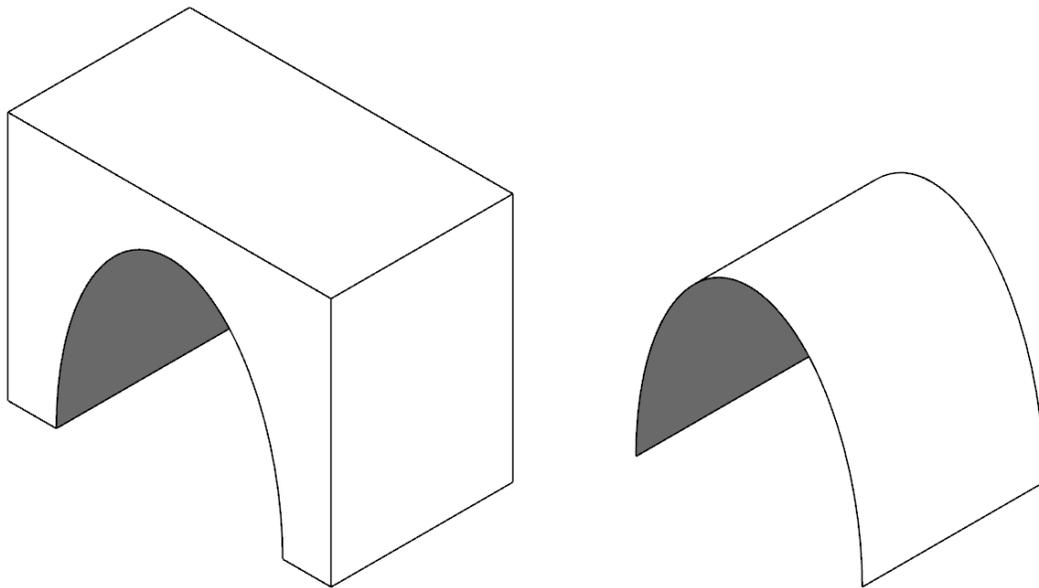
Img. 52. Fábrica de trajes en Coyoacán, la estructura base consiste en paraguas formados por secciones de paraboloides hiperbólicos, forma que les permite librar grandes claros con espesores mínimos de concreto. Arq. Félix Candela, 1958.

Para no ahondar demasiado en lo referente a las variantes formales, se opta por considerar la clasificación de arcos dada por Eduardo Torroja (1957), que atiende más al comportamiento estructural de los mismos: arcos enjutados y arcos exentos (Img. 53).

En los arcos enjutados, las flexiones que se generan en el arco son impedidas por un *muro acompañante*, pudiendo quedar reducido el valor del arco, a solo una *arquivolta*. Esto no quiere decir que la labor estructural del arco desaparezca por completo, solo que se ve ayudado en buena parte por el muro que lo confina. En este muro la red de isostáticas formada en torno a él, presenta una clara desviación de las líneas de compresión hacia los estribos en la zona del arco (Img. 54). Exponentes de este tipo de arcos pueden ser encontrados en la arquitectura románica.

El arco exento; por el contrario, puede ser considerado como un arco puro desde el punto de vista tensional. Si las cargas que actúan sobre este arco son uniformes, la directriz puede amoldarse al funicular de esas cargas, con objeto de que la pieza trabaje únicamente a compresión. Sin embargo, los arcos exentos son más propensos al pandeo, por lo que el concreto armado (inclusive el acero) resulta por mucho, un material idóneo para su construcción. Por todo lo anterior, el arco exento se amolda mucho más a las características del siguiente tipo estructural, la lámina.

Las estructuras laminares -el tercer tipo de las estructuras anteriormente mencionadas- son aquellas cuya relación entre claro, y espesor de materia resistente es ínfima, (hasta 1/500 acorde con Eduardo Torroja).



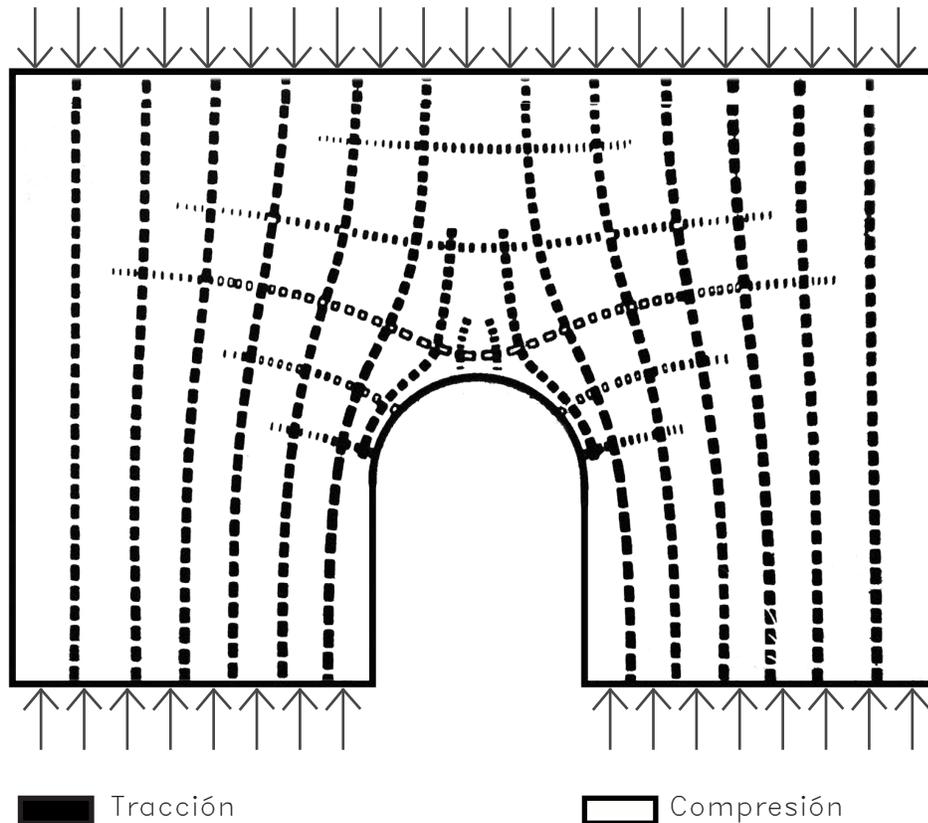
Img. 53. Arco enjutado y arco exento.

Encontraremos pues, que en la industria de la construcción, no todos los elementos laminares son necesariamente alabeados o de geometría compleja — como podría sugerirlo hasta ahora el desarrollo de esta tesis— por lo que aquellos elementos laminares planos, sometidos a esfuerzos perpendiculares a la propia lámina, podremos distinguirlos como *losas* (Catalano, 1962), mismos que no serán tema de un análisis profundo en acciones futuras.

En las losas, la resistencia está condicionada a dos factores; el espesor del material que la constituye y las vigas que la confinan. La losa deja de lado la idea de geometría resistente, pero de retomarla sería concebida más como una placa resistente; es decir, una estructura portante en sí misma, en la que las trabes resultan innecesarias. Ejemplo de ello son las losas diseñadas por el ingeniero suizo Maillart para la central termoeléctrica de la compañía *Catalana de Gas y Electricidad* en Barcelona, en 1917.

En el caso de las más de las estructuras laminares (aquellas que apelan a las propiedades resistentes de su geometría) el espesor de la lámina juega un papel secundario en la resistencia de la misma; siendo dado, o bien para la protección de las armaduras y elementos de refuerzo, o bien por la normativa vigente del país donde se construyen.

Para ejemplificar el comportamiento de una de éstas estructuras, en las páginas siguientes se muestra el desarrollo de un análisis de una lámina cilíndrica realizado por el Ing. Eduardo Torroja. El porqué de esta elección radica en que, al tratarse de una superficie sinclástica, presenta un comportamiento mucho menos complejo respecto al de una superficie anticlástica, por lo que facilita una primera aproximación a las estructuras resistentes por forma.



Img. 54. Diagrama de isostáticas correspondiente al comportamiento tensional de un arco enjutado.

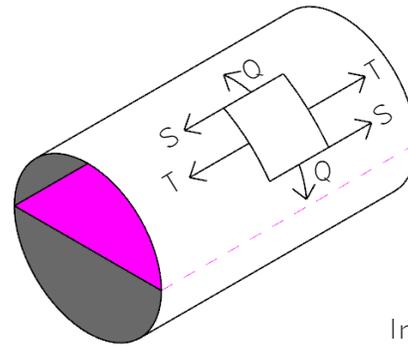
Otro aspecto a destacar, es que el comportamiento de esta estructura (tensionalmente) se asemeja al de una viga, lo que también facilita su compresión si se está familiarizado con estructuras tales como marcos rígidos.

Primeramente, los esfuerzos y tensiones a los que la lámina está sujeta. En el caso de las tensiones: las cortantes denominadas por la letra S que actúan en el plano tangente de la lámina. Las tensiones longitudinales T , y un tercer grupo Q (correspondiente a compresiones y tracciones) según sea la directriz. La interpretación correcta de estas tensiones puede traducirse en dos familias de líneas isostáticas que bien podrían asemejar a las de una viga plana — de ahí la aseveración de que el comportamiento de éstas asemeja más al de una viga que al de una bóveda tradicional —. Además, la lámina está sujeta a momentos flectores M , tanto en la generatriz como en la directriz.

De acuerdo con Torroja, si se considera que la lámina cilíndrica posee una directriz cerrada, esta se encontrará en un estado de equilibrio de membrana pura, por lo que las flexiones que se presenten no serán de importancia para el equilibrio general del sistema (teóricamente). Bajo este régimen, la lámina será capaz de realizar su trabajo con el espesor mínimo que se permitiese para contrarrestar los efectos de pandeo (Img. 55).

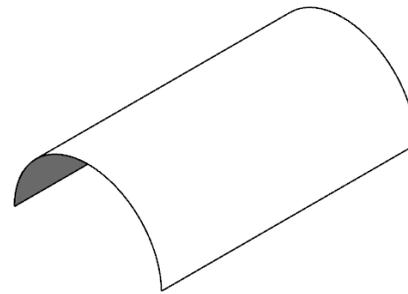
Sin embargo, un diseño de este tipo resulta poco funcional en vista de las dificultades que implicaría estabilizar la estructura (salvo que se trate de un túnel o una estructura confinada en respecto a las directrices), por lo que se considerará que la lámina es intersectada y cortada por un plano diametral horizontal, a modo de obtener una bóveda de cañón (Img. 56).

A medida que las tensiones Q se acercan a las generatrices de borde, su influencia sobre la superficie se ve anulada, quedando por contrarrestar las tensiones cortantes S en las generatrices; para ello, es necesario reforzarlas para recuperar el equilibrio del sistema (Img. 58).



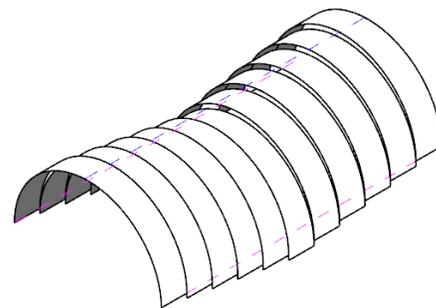
Img. 55

Ahora bien, si se tratase de un arco de una apertura angular menor — como puede ser un arco escarzano — las tensiones Q , al no poseer una componente vertical que las contrarreste, tenderían a provocar el colpaso de la lámina. Para evitarlo es necesario que la lámina trabaje a flexión. Los extremos de la lámina se comportan como ménsulas teniendo por punto de apoyo el centro de la misma, sujetas por *fajas* que a modo de arcos alabeados van desde las puntas hacia la zona central y la clave, estos arcos son atirantados por las armaduras, paralelas a las generatrices de la lámina (Img. 57).



Img. 56

A diferencia de una estructura enjutada, una estructura laminar no posee la masa necesaria para absorber los esfuerzos de flexión que se presentan en ella, por lo que debe de confiarlos a la mecánica del concreto. Acorde con Girkmann y Fächentragwerke, es posible considerarla libre de flexión (o la mínima posible) si este cumple con las siguientes condiciones:



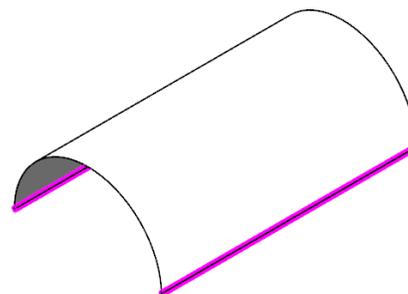
Img. 57

Que la superficie media tenga (por lo general) una curvatura continua.

Que la lámina no presente variaciones bruscas de espesor.

Que las cargas que sobre ella actúan, se repartan lo más uniforme posible y de manera no demasiado irregular.

En las superficies alabeadas, encontraremos que si bien tienen por objeto el trabajo fundamentalmente a compresión, la presencia de esfuerzos a tracción es necesaria para su equilibrio estático, por lo que su comprensión requiere un estudio mucho más exhaustivo del requerido para superficies sinclásticas.



Img. 58

El desarrollo de estructuras laminares fue un proceso nutrido por experiencias de toda índole y por un gran número de actores. A continuación se muestran algunos de los más destacados, mismo que se podrán encontrar en una línea del tiempo en las páginas siguientes (Img. 59).

Eugène Freyssinet (1879-1962). En 1929 construyó los hangares para dirigibles del aeropuerto de Orly, en Francia, empleando un novedoso sistema en el cual tensaba las armaduras del concreto, lo cual derivó en un incremento en la resistencia de la estructura. Este método permitió a los hangares librar un claro de 88m con un espesor de lámina de solo 4cm.

Franz Dischinger (1887-1953). Este ingeniero de la universidad de Karlsruhe, diseñó en colaboración de un grupo de especialistas de la talla de Ulrich Finsterwalder, las cúpulas por arista del mercado *Leipzig* en Alemania en 1934. Empleando concreto pretensado, estas cúpulas libran un claro de 68m con un espesor de lámina de 9cm.

Eduardo Torroja Miret (1899-1961). Diseñó una cubierta base secciones anticlásticas de concreto armado para el hipódromo de la Zarzuela en Madrid, en 1935. Aprovechando la geometría del hiperboloide, logró volados de casi 13m con tan solo 5cm de espesor de lámina.

Robert Maillart (1872-1940). Construyó para un compañía suiza de cemento portland el *Pavillion du ciment* para la exposición de Zurich 1939. El pabellón consiste de una cubierta de cañón parabólico realizada en concreto armado, con un claro de 16 m y un espesor de lámina de 6cm.

Bernard Lafaille (1900-1955). Pionero en la experimentación de estructuras sinclásticas. El mayor de estos exponentes, es el Mercado central de Royan, en Francia. Resuelto con una estructura de concreto armado, libra un claro de 52 m con tan solo de 8 cm de espesor. Si bien participó en el equipo de diseño, Lafaille no pudo ver la obra terminada, en 1956.

Pier Luigi Nervi (1891-1979). Revolucionó el concepto de prefabricación en concreto armado, al construir estructuras nervadas de grandes claros con casetones de ferrocemento. El *Pallazetto dello Sport* construido en 1956, es prueba de ello. Resuelto con un casquete esférico nervado, la estructura libra un claro de 78m con un espesor de 12 cm.

Félix Candela Outeriño (1910-1997). Explotó ampliamente las láminas de curvatura anticlástica, siendo el constructor más prolífico de este género de estructuras. Posiblemente una de sus obras más reconocidas, es el restaurante Los Manantiales en Xochimilco, construido en México en 1958. Resuelto como la intersección de 4 paraboloides hiperbólicos, libra un claro de 42m con solo 5cm de espesor de lámina.

Heinz Isler (1906-2009). Su importancia radica en su método para proyectar basándose en los arcos catenarios generados al invertir modelos de tela. En 1961 publicó *New Shapes for Shells* donde muestra 8 estructuras formadas por telas invertidas, rigidizadas por efecto del congelamiento.

Dante Bini (1932 -). Pionero en la construcción de estructuras laminares empleando cimbras neumáticas. En Nueva Gales del Sur, Australia, en 1974, Bini proyectó una serie de domos como parte de un programa para la construcción de escuelas. Estos poseen diámetros que van de los 12m hasta 40m, y fueron colados en tiempos record (de una a dos horas empleando concreto proyectado).

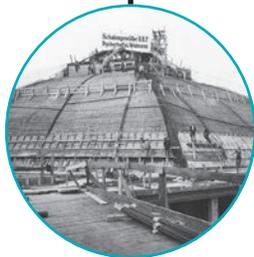
Freyssinet

Dischinger

Torroja

Maillart

Laffaille



1929

1934

1935

1939

1956



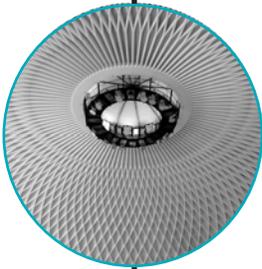
Innovaciones en los sistemas constructivos de concreto



Desarrollo de los concretos especiales

Img. 59. Línea del tiempo: constructores de estructuras laminares.

Nervi



1956

Candela



1958

Isler



1961

Bini



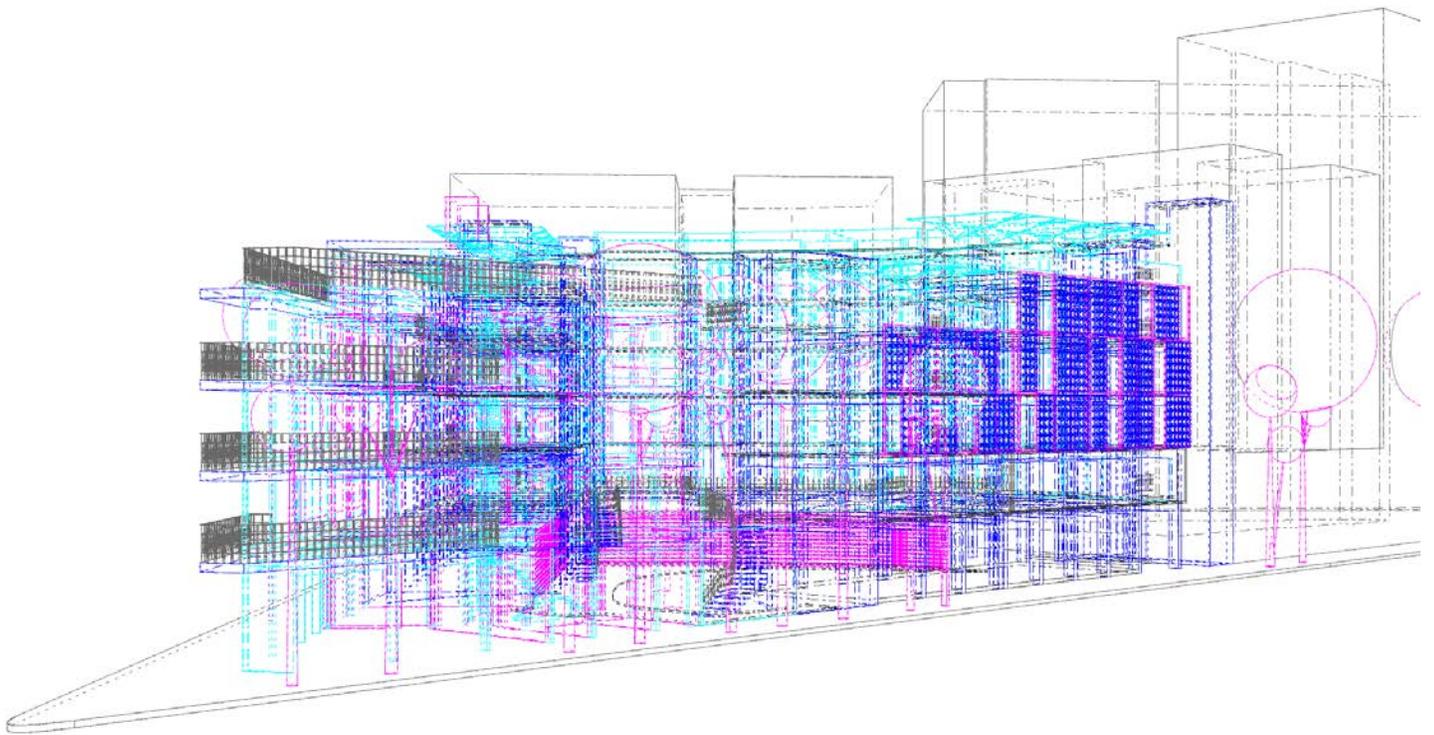
1974



5. Pirineos 270

“The issue is no longer about new versus old, but about the nature of vital relationship between the two”

Kenneth Powell



5.1. Contexto urbano

5.1.1. Contexto inmediato

Es en este punto que es preciso hablar de los cambios que han ocurrido en la colonia Sta. Cruz Atoyac (lugar donde se emplaza la zona de estudio), tomando como referente la fecha de construcción del edificio ubicado en Pirineos #270 (Popocatépetl #239 acorde con los planos de Caridad Mateo).

Al momento de su construcción, la mancha urbana aun no llegaba al sur del valle. La actual delegación Benito Juárez (antes Departamento Central y después municipio General Anaya) estaba comprendida principalmente por pequeños poblados de origen prehispánico como Xoco, Atoyac, Actipan, Santo Tomás Tecoyotitla, entre otros.

La traza de los estos primeros asentamientos y la tipografía de los alrededores prevalecieron, dando forma a la traza urbana de la colonia, inserta en una cuña donde confluyen, a su vez, las trazas de la delegación Coyoacán, la colonia Portales y la irregularidad de la delegación Álvaro Obregón (condicionada en buena medida por la zona de lomerío).

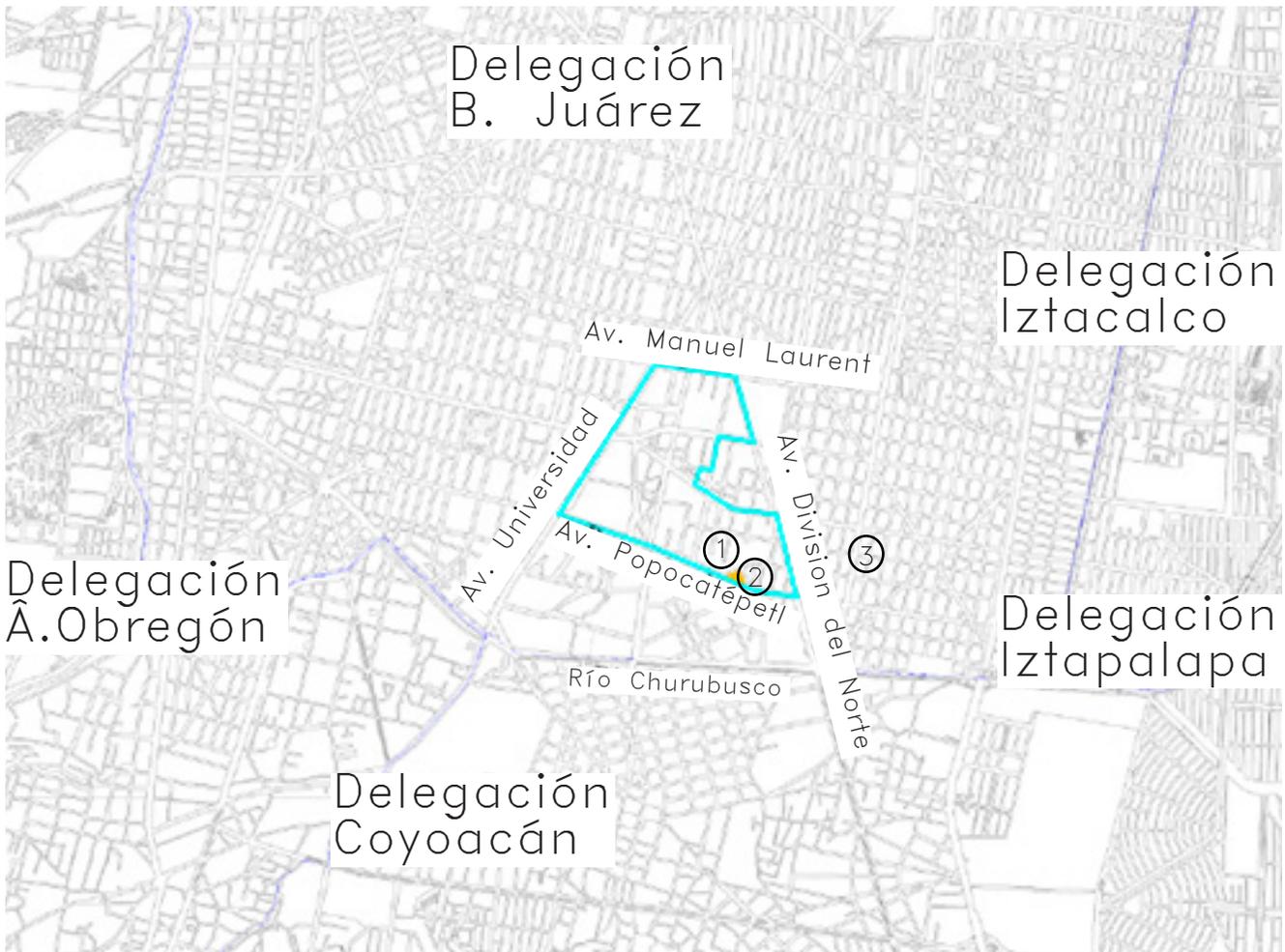
A principios de siglo XX, Sta. Cruz Atoyac aún contaba con números cuerpos de agua naturales, sin embargo, bajo el impulso de la modernidad y el progreso social, se tuvo a bien entubar los cauces fluviales de la ciudad y sustituirlos poco a poco por arroyos vehiculares.

Sta. Cruz Atoyac se delimita por cuatro ejes viales, al norte Manuel Laurent, al sur Popocatépetl, al este División del Norte y al oeste Universidad, como se muestra en el mapa de las páginas siguientes (Img. 63). Estos, al tiempo que confinan el territorio, han detonado el desarrollo de actividades comerciales en la zona, como av. Universidad característica por sus centros comerciales, y División del norte, lugar recurrido para la compra de materiales de construcción.



Img. 61. Foto tomada desde av. Popocatépetl.

Img. 62. Foto tomada desde le esquina de Av. Popocatépetl y Carrillo Puerto.



Img. 63. Localización de la casa en av. Popocatepetl #239.

- El barco
- Límite territorial de Santa Cruz Atoyac

Construcciones habitacionales del entorno:

1. Edificio de viviendas ubicado sobre av. Popocatepetl y la calle Cda. Portales
2. Edificio de viviendas ubicado sobre av. Popocatepetl y la calle Cda. Tenayuca
3. Vivienda ubicada en la calle Pirineos 176



1

Acorde con la *Gaceta Oficial del Distrito Federal* del 2005 y el *Programa de Desarrollo Delegacional de la delegación Benito Juárez de 2010*, Sta. Cruz Atoyac es considerada como una colonia de servicios, destinada a abastecer a las colonias aledañas, de ahí que encontramos en su interior oficinas del IMSS, el hospital Xoco, e inclusive un centro de captación de residuos sólidos. La información anterior puede constatarse en el plano que se muestra en la página siguiente (Img. 64).



2

Esta aglomeración de servicios ha dejado poco terreno para el desarrollo de viviendas y espacios de uso público, convirtiéndose en un entorno propicio para la proliferación de la delincuencia. Considerando esto, los planes de desarrollo delegacionales de 2005 y 2010, promueven la densificación y fortalecimiento del perfil urbano de la zona.

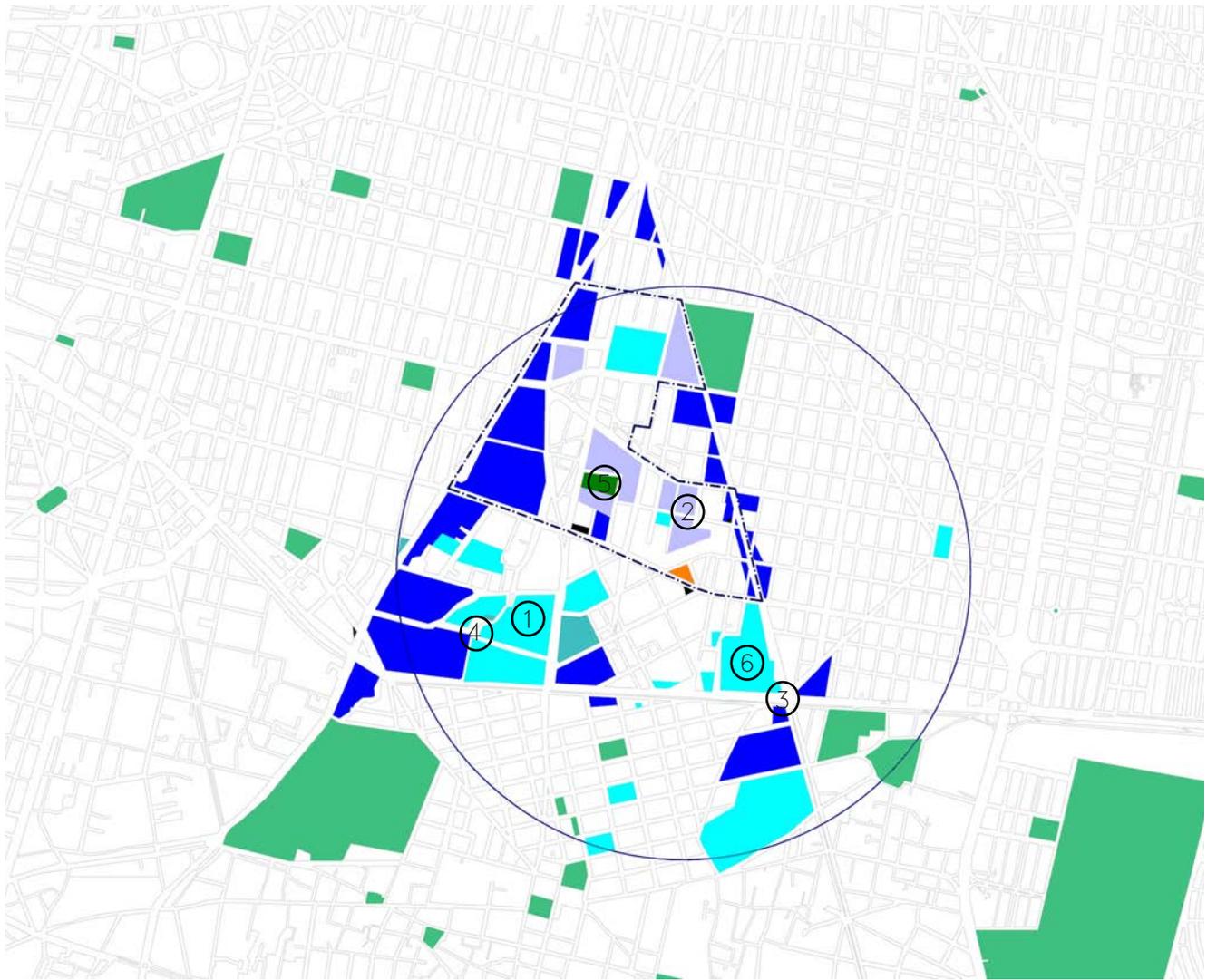
En respuesta, diversas desarrolladoras se dieron a la tarea de explotar el potencial rentable de la zona al construir edificios habitacionales, ofertando en ellos servicios como son centros de esparcimientos e instalaciones deportivas.



3

Este desarrollo desmedido, desemboca en la construcción de ciudad a gran escala (de 7 a 14 niveles) en torno a los ejes viales, contra una escala barrial relegada al interior de los mismos (de 2 - 4 niveles). En este mismo rubro, las nuevas edificaciones asumen un papel de aislamiento respecto al entorno, convirtiéndose en bastiones impenetrables a nivel de peatón, por lo que no favorecen el dinamismo barrial, lo cual se refleja en factores tales como la inseguridad.

Si bien la idea de densificar la zona puede ser considerada como acertada, no así la falta de previsiones tomadas para dotar de servicios a sus nuevos habitantes, hecho evidenciado por la poca disponibilidad de agua potable en la zona, agravada por la derogación de las normas que obligaban a nuevos desarrollos a implementar captaciones pluviales.



Img. 64. Disposición de servicios en las zonas aledañas:

- Popocatépetl 239
- Oficinas
- Edificios de salud
- Gasolineras
- Equipamiento urbano
- Comercio
- Centro de recolección de residuos solidos
- Áreas verdes
- Límite territorial de Santa Cruz Atoyac

1. Cineteca Nacional
2. Oficinas del DIF
3. Cruce entre av. División del Norte y av. Río Churubusco
4. Parroquia de San Sebastián
5. Centro de acopio de residuos solidos
6. Alberca Olímpica Francisco Márquez



1



4



2



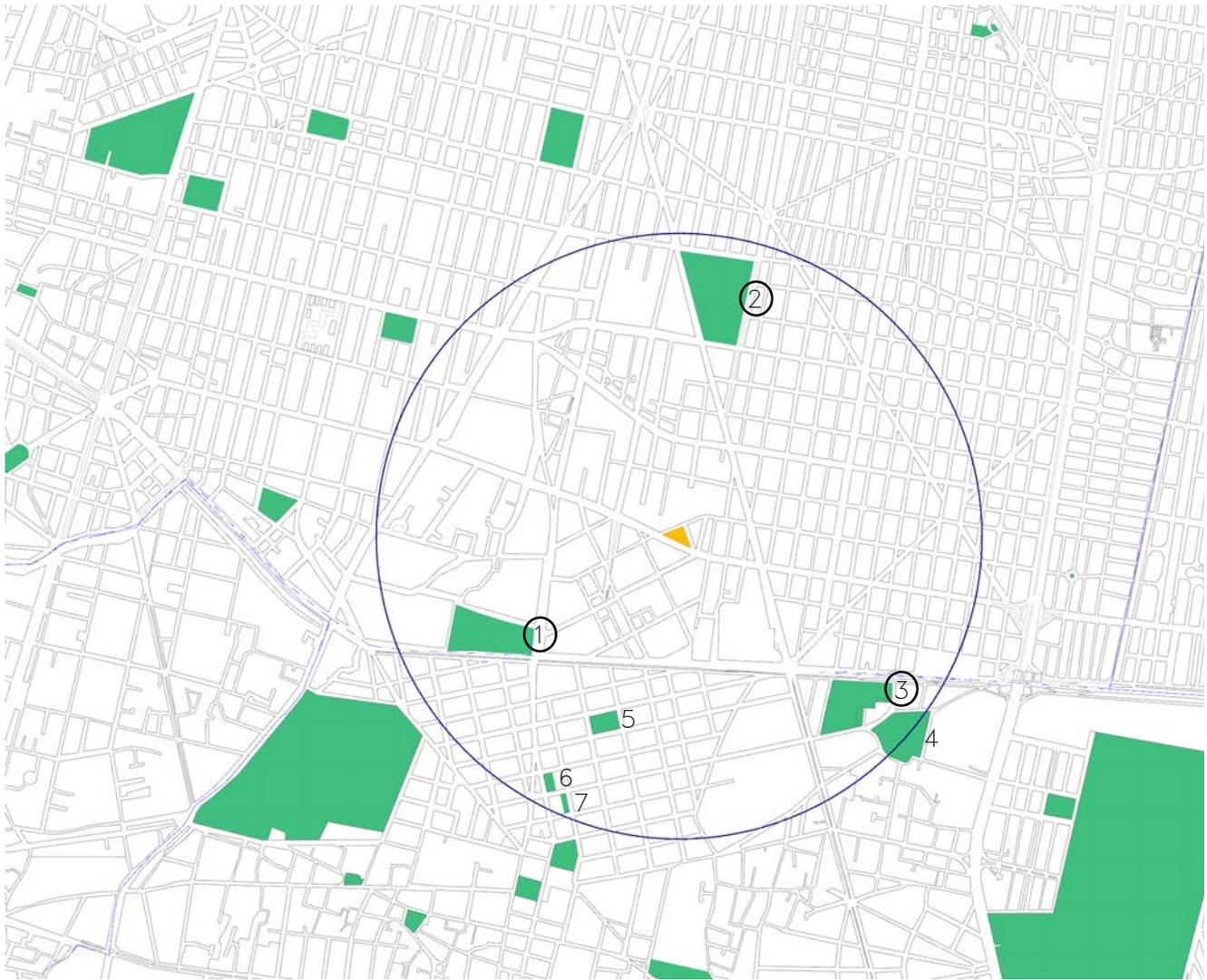
5



3



6



Img. 65. Parques y áreas verdes.

- El barco
- Áreas verdes

Áreas verdes en las cercanías:

1. Cineteca Nacional
2. Parque de los Venados
3. Parque Xicoténcatl
4. Ex Convento de Churubusco/ Museo de las Intervenciones
4. Parque deportivo La Fragata
5. Parque de la tercera edad Coyoacán
6. Parque Allende



1



2



3

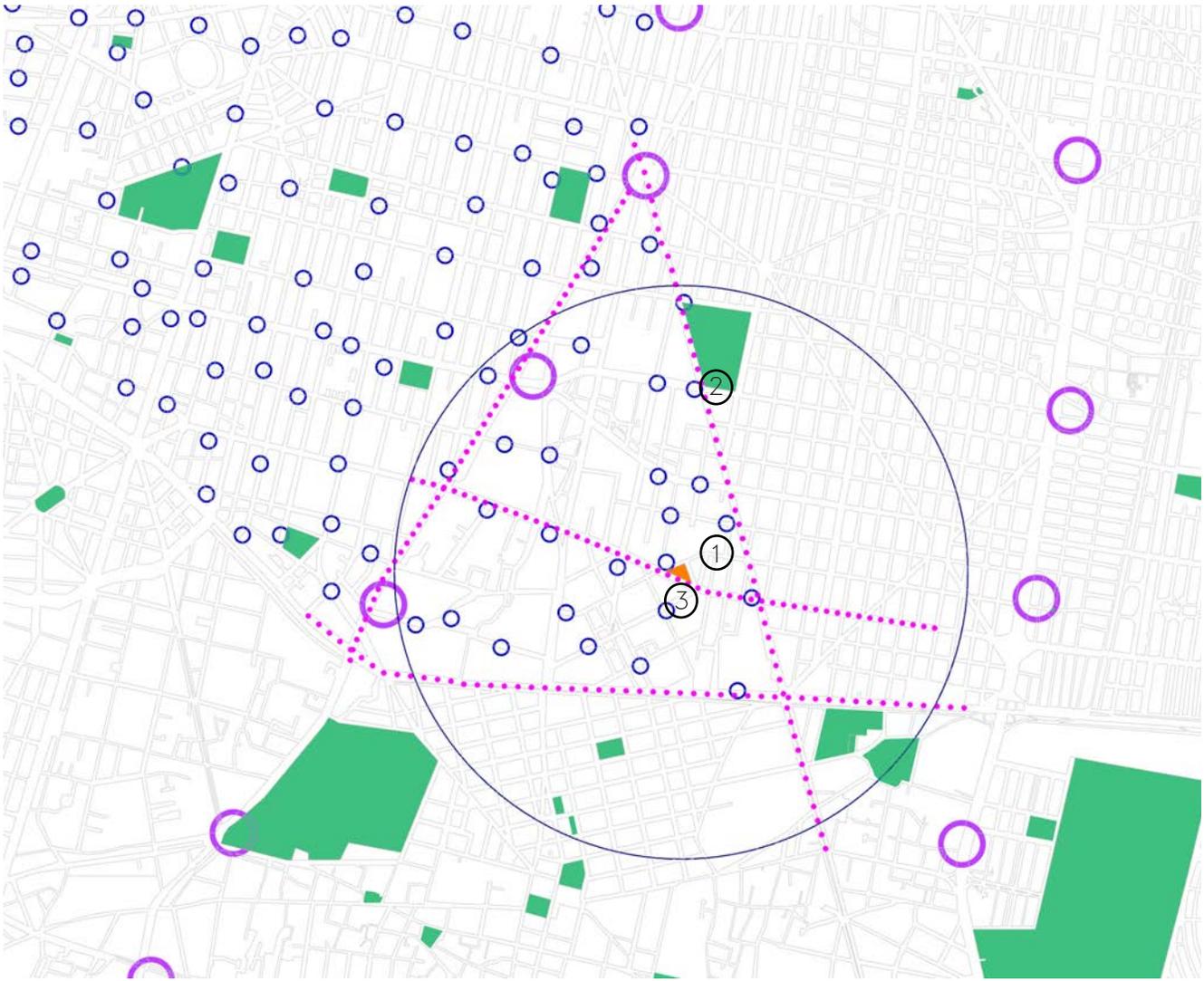
5.1.2. Áreas verdes

La presencia de áreas verdes se relaciona con una buena calidad de vida en los entornos urbanos. A sabiendas de que no siempre es posible disponer de grandes extensiones de territorio vegetado dentro de la ciudad, el Programa de desarrollo Delegacional, Benito Juárez recomienda un mínimo de 15m² de área verde por habitante (la OMS, Organización Mundial de la Salud recomienda de 10 a 15m² por habitante); la zona de estudio tan solo cuenta con 2.4 m².

Como lo muestra el plano a la izquierda (Img. 65) en un radio estimado de 1.5km (distancia máxima que puede recorrer para un peatón acorde con los manuales de la SCT para el trazo geométrico de vialidades) se encuentran siete parques y sitios de públicos que cuentan con áreas verdes, entre ellos: el parque de los Venados, la Cineteca Nacional y el parque de la tercera edad de Coyoacán.

La accesibilidad a estos parques y áreas de recreo es complicada si el usuario (partiendo desde Popocatépetl 239) pretende llegar a ellas a pie o en bicicleta, debido a los ejes viales que enmarcan la zona. Por dar algunos ejemplos para poder llegar al parque de los Venados, es forzoso cruzar Av. División del Norte y Av. Municipio Libre, o bien para llegar la Cineteca, cruzar av. Popocatépetl y la av. México Coyoacán. Aunado a esto, las avenidas antes citadas, no cuentan con medios adecuados para cruzarlas si no es en automóvil, por lo que es común observar peatones esquivar el tráfico para cruzar la banqueta.

El Programa de Desarrollo Delegacional del 2010 no hace observaciones de importancia en lo referente a áreas verdes en espacios públicos o privados, sin embargo hace hincapié en que es preciso generar espacios amables para el peatón a nivel de banqueta.



Img. 66. Oferta de transporte público en la zona

- Popocatepetl 239
- Estaciones de metro
- Estaciones de EcoBici
- Áreas verdes
- ... Rutas de RTP

Medios de transporte en la zona

1. Bicicleta particular en la calle de Pirineos
2. Estación de EcoBici en el parque de los Venados
3. Parada de RTP



1

5.1.3. Movilidad

Los colonos de Sta. Cruz Atoyac, deben desplazarse fuera de la colonia para desarrollar las más de sus actividades. En este rubro, los desplazamientos se dan en vehículos particulares, o bien en la red de transporte público o concesionado, como son las estaciones del sistema de transporte Metro y los microbuses que circulan por av. Popocatepetl (Img. 66).



2

Los desplazamientos en medios alternativos a los motorizados como la bicicleta, se dan principalmente al interior de la colonia y con algunas colonias aledañas, siendo común encontrar bicicletas de particulares encadenas a los árboles en la vía pública o a la reja de alguna vivienda o negocio.

Los ciclistas de la zona se mueven por las calles secundarias, evadiendo en lo más posible las grandes avenidas.

El uso de la bicicleta se ha visto a demás favorecido por el programa *EcoBico*, puesto en marcha en el 2015, mismo que ha tenido buena aceptación por parte de los colonos de Sta. Cruz Atoyac. Pese a ello, la construcción de ciclovías es aún un tema a tratar, abordado por el *Plan de Desarrollo Urbano del 2010*, pues su construcción se ha focalizado sobre todo al poniente de av. División del Norte.



3

Moverse a pie en esta zona puede ser toda una faena para el peatón, al contar con pocos puentes peatonales, pasos a desnivel o señalización, para cruzar las grandes avenidas, es poco común encontrar personas caminando en ellas.

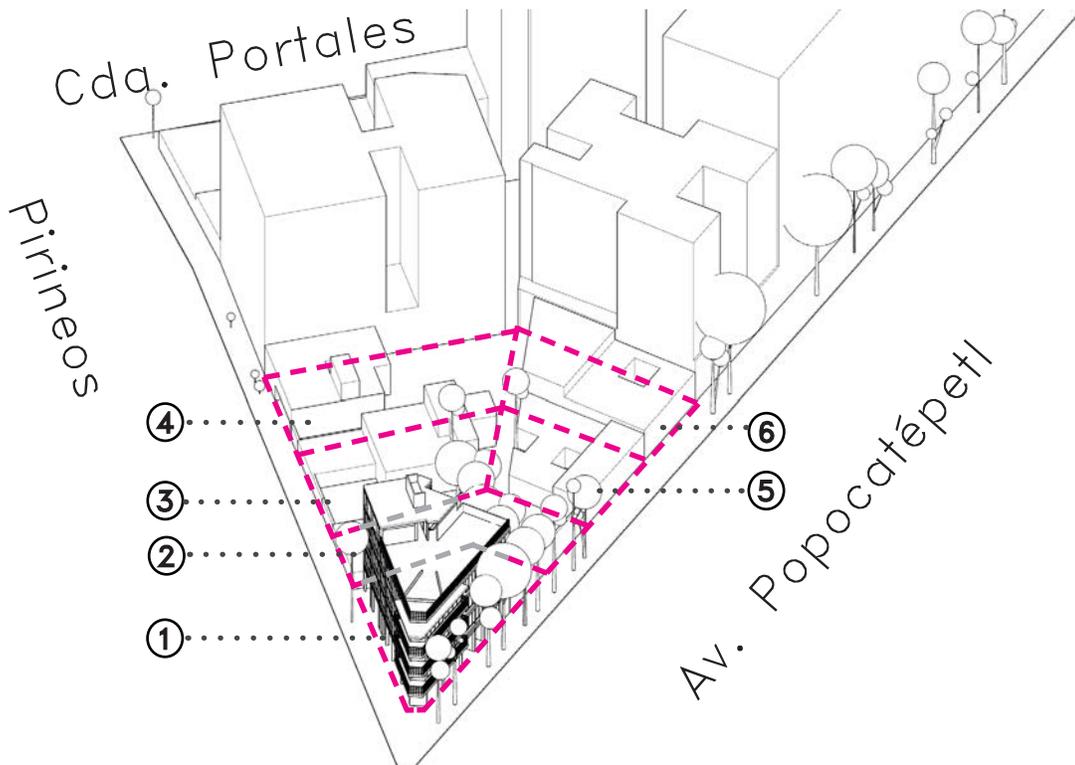
Siendo estos esfuerzos por propiciar el uso de transporte alternativo loables, su aplicación debe estar acompañada por una nueva cultura vial en la que peatones y ciclistas sean tomados en cuenta.

5.1.4. Uso de suelo

Acorde con la información disponible en el portal de la *Secretaría de desarrollo Urbano y Vivienda* (SEDUVI) el predio en estudio es de *uso habitacional* para vivienda unifamiliar o plurifamiliar. El inmueble cuenta ya con dos accesorias (sin contar el consultorio) actualmente en desuso, hecho atribuible como planteamiento de diseño o bien, a que la normativa vigente al momento de su construcción lo permitía.

Si se toma en cuenta la *Normal General de Ordenación No.10* (aquella que permite incrementar el número de niveles construidos en predios situados frente a corredores urbanos definidos en los planes delegacionales como *corredores con potencial de desarrollo*) y considerando que el predio se encuentra frente a av. Popocatépetl, este puede incrementar el número de niveles construidos de 3 a 11, según lo previsto en la normatividad vigente (SEDUVI, 2017). Los predios vecinos que también se encuentran frente a av. Popocatépetl cuentan con características similares, aunque a la fecha, varios de ellos siguen siendo viviendas unifamiliares de uno o dos niveles. Esta información puede constatare en la tabla con dicha información en la página adyacente (Img. 67).

En la zona, las desarrolladoras inmobiliarias ponen a disposición departamentos que van de los setenta a los cien metros cuadrados por vivienda, con un costo promedio de cincuenta mil pesos por metro cuadrado, por lo que se trata de una zona de alta rentabilidad.



Img. 67. Esquema de lotificación.

Acorde con la SEDUVI:

P	A	N	A. l.	s.m.v	D	S.M.C	N.V.
1	201.00	3=>8	20	60.00	1/50	482.00=>1 286.00	4
2	338.00	3=>8	20	60.00	1/50	811.00=>2 163.00	7
3	327.00	3	20	60.00	1/50	785.00	7
4	272.00	3	20	60.00	1/50	653.00	5
5	191.00	3=>8	20	60.00	1/50	458.00=>1 222.00	4
6	192.00	3=>8	20	60.00	1/50	461.00=>1 229.00	4

Donde

P =predio

A = área del predio (m²)

N = niveles de construcción permitidos

A.l. = porcentaje mínimo de área libre (%)

s.m.v. = superficie mínima por vivienda (m²)

D = densidad (viviendas/n* la superficie del predio)

S.M.C. = superficie máxima de construcción m²

N.V. = número de viviendas permitidas

=> con potencial de crecimiento

5.2. Lineamientos de diseño

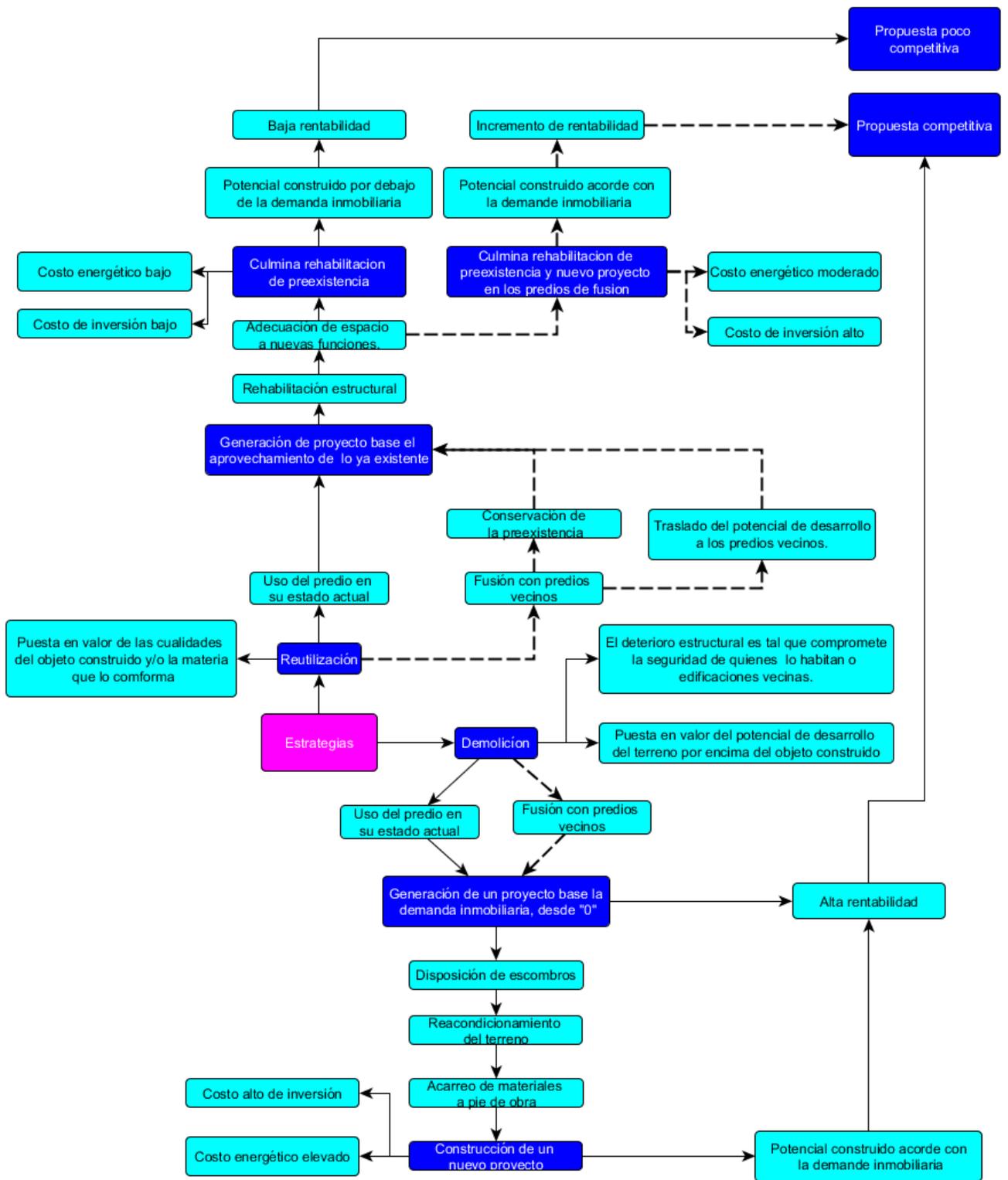
La preexistencia en Popocatépetl 239 juega un papel fundamental para desarrollo del proyecto, por lo que comprender las posibles implicaciones de su integración o exclusión del proyecto, son de vital importancia.

Demoler el edificio resulta la respuesta más rápida, y monetariamente lógica, pues permitiría la construcción de una estructura cuyo potencial de desarrollo sea acorde con la normatividad vigente (Img. 71); sin embargo, la toma de esta decisión pasaría por alto el valor histórico del edificio y el potencial que este ofrece para la construcción de ciudad.

Como se muestra en el diagrama de flujo de la página adyacente, mantener el edificio en sus condiciones actuales resulta económicamente no viable dentro de los límites del terreno, contando este con un potencial de desarrollo superior al que actualmente presenta.

Ante esto, se plantea un caso en el que, sea posible adquirir los 5 predios restantes de la manzana, los cuales al igual que Popocatépetl 239, cuentan con un potencial construido menor al que pueden desarrollar. Acto seguido, fusionar los predios y desarrollar en ellos el potencial construible de Popocatépetl 239, permitiendo con ello que éste conserve su forma actual (Img. 68).

La idea no es descabellada si se considera que los edificios aledaños no presentan valores formales o históricos a tener en cuenta; además, el desarrollo inmobiliario ha ido absorbiendo las viviendas unifamiliares en la zona, por lo que al paso del tiempo estas serían remplazadas por edificios habitacionales.



Img. 68. Diagrama de flujo.

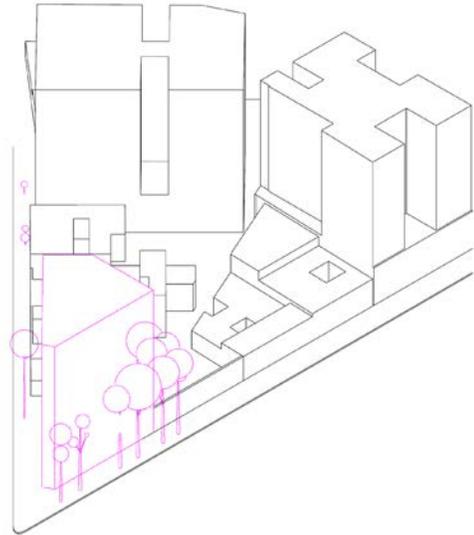


Img. 69. El potencial de desarrollo en la zona, y las obras para la construcción de edificios habitacionales (ya existentes), hacen factible pensar que las pequeñas edificaciones en los predios aledaños desaparecerán paulatinamente.

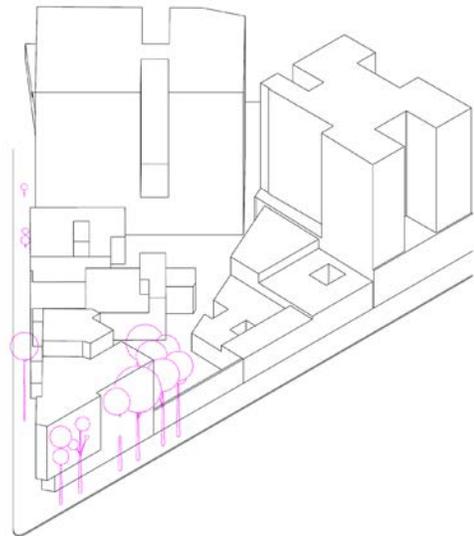


Img. 70. Escenario de densificación total.

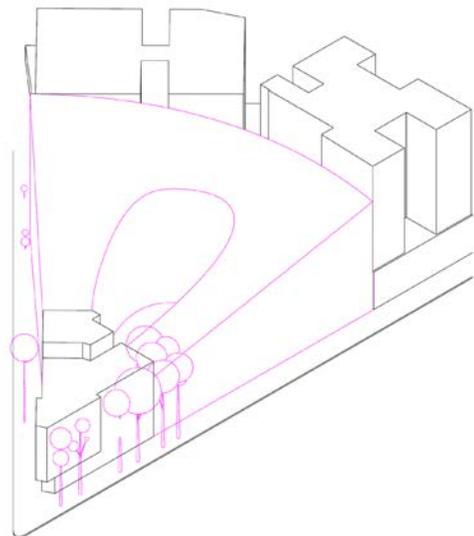
Img. 71. Densificación del predio acorde con su potencial actual.

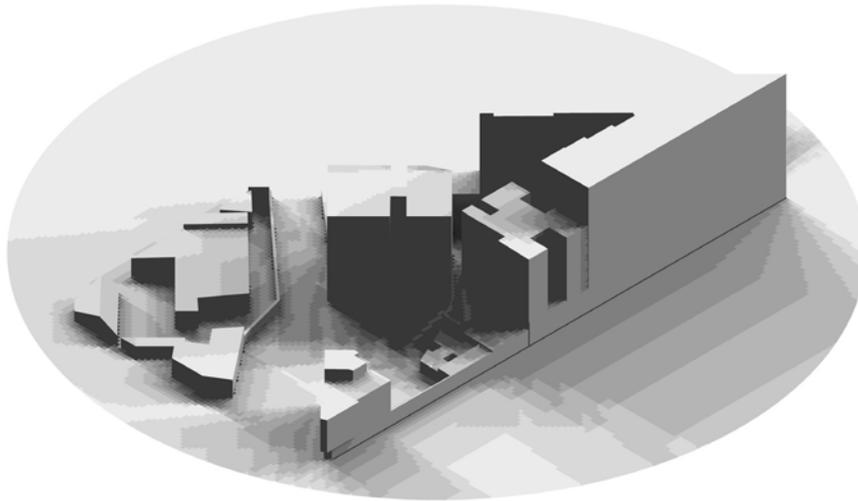


Img. 72. Predio en su estado actual.



Img. 73. Densificación de la zona en torno a *el barco*.





HORAS

10.00 <=

9.00

8.00

7.00

6.00

5.00

4.00

3.00

2.00

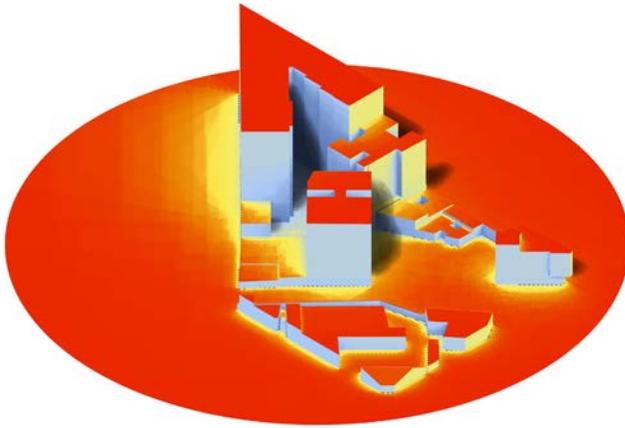
1.00

<=0.00

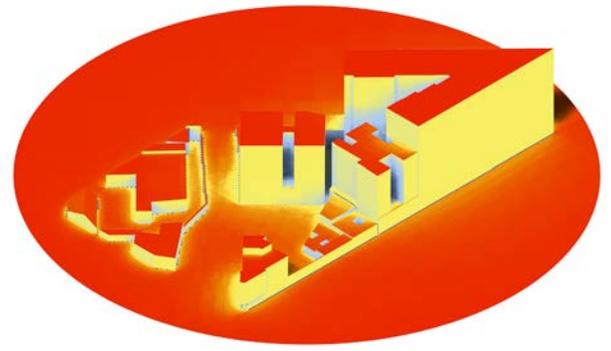
Img. 74. Planta, horas efectivas de luz al día
 Img. 75. Isométrico de horas efectivas de luz al día

Factores ligados a la ubicación geográfica no deben ser descartados. Los siguientes gráficos fueron elaborados con ayuda de *Grasshopper* y *Ladybug*. El último de estos, es un *plugin* para diseño Ambiental que analiza paquetes de información de la base de datos climáticos de *Energy plus*, software desarrollado por the U.S. *Department of Energy Building Technologies Office* para tal efecto. Estos análisis son reflejados de manera gráfica en *Rhinoceros*, un programa de modelado 3D.

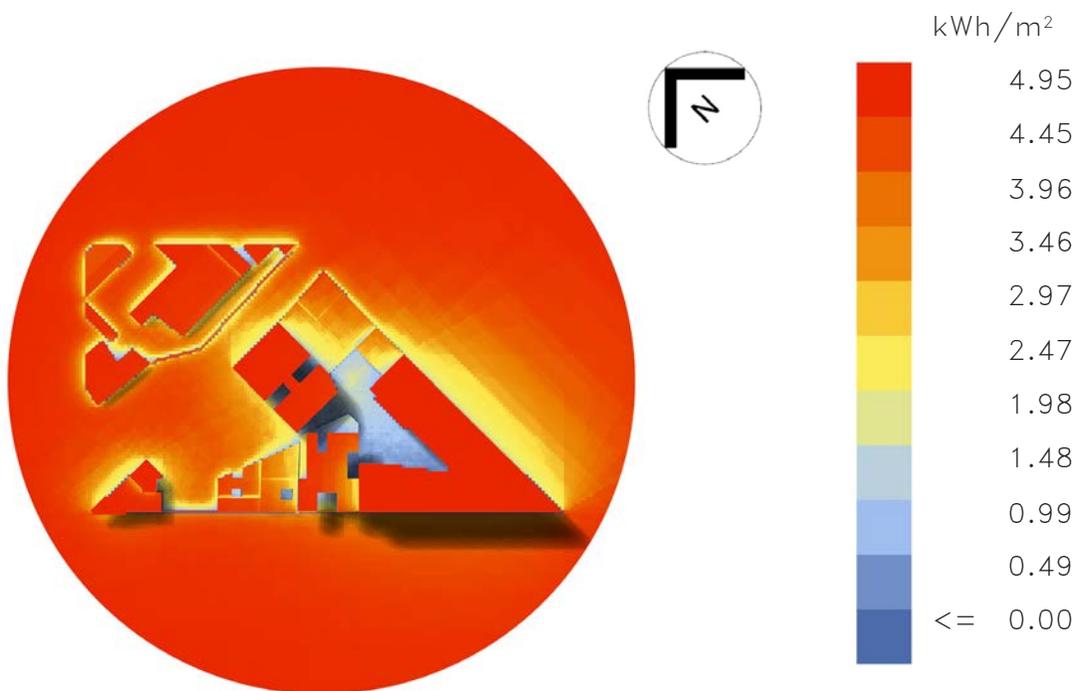
En los primeros de ellos, referidos a la cantidad de cantidad de horas efectivas de luz recibidas en las área de estudio a lo largo de un año. Como es posible apreciar, la presencia de las edificaciones de gran altura propicia la formación de zonas en completa penumbra a lo largo del año, pero también de zonas poco iluminadas en Pirineos.



Img. 77



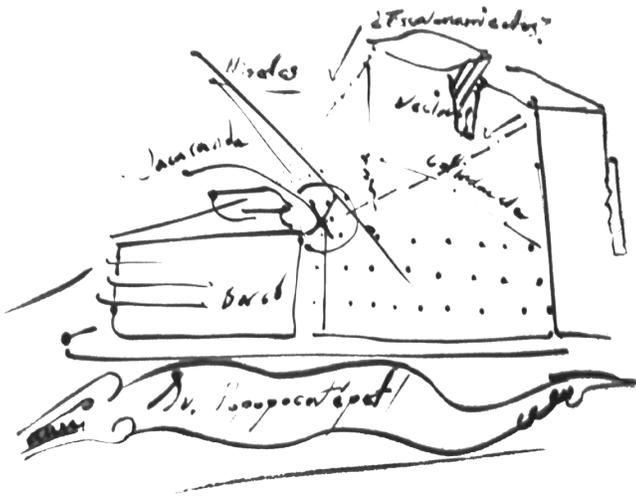
Img. 78



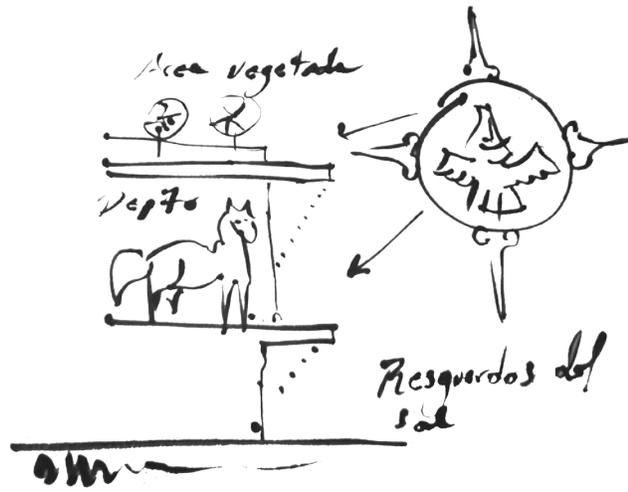
Img. 76. Planta de incidencia solar

En lo concerniente a la incidencia solar, veremos que las zonas más irradiadas son las cubiertas de los edificios (Img. 76) haciendo factible explotar este potencial energético con paneles fotovoltaicos. Por otra parte, estas áreas altamente irradiadas son de especial importancia considerando que de no contar con un aislamiento térmico adecuado, provocarán que los espacios inferiores inmediatos sean demasiado calientes en determinadas épocas del año.

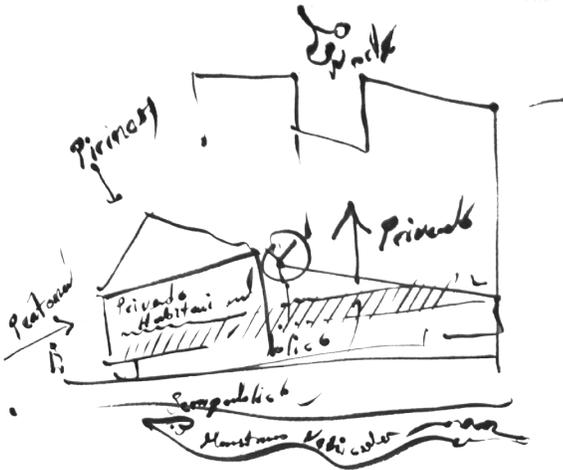
Respecto a la disposición, de las fachadas; aquellas alineadas a av. Popocatepetl (Img. 78) son irradiadas con mucha mayor intensidad que aquellas ubicadas en la calle Pirineos, que no presentan ganancias térmicas de importancia (Img. 77). Estas condiciones deberán ser tomadas en cuenta en el proyecto.



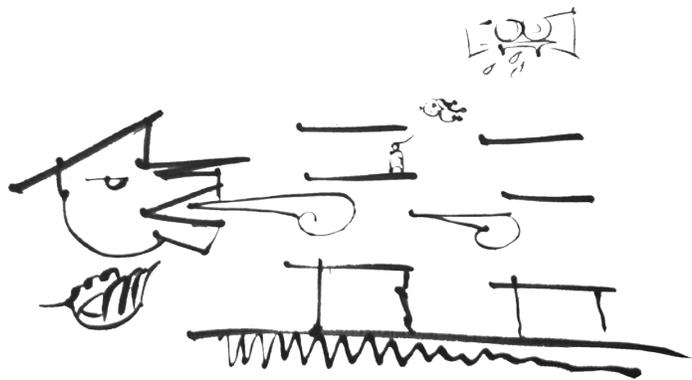
B)



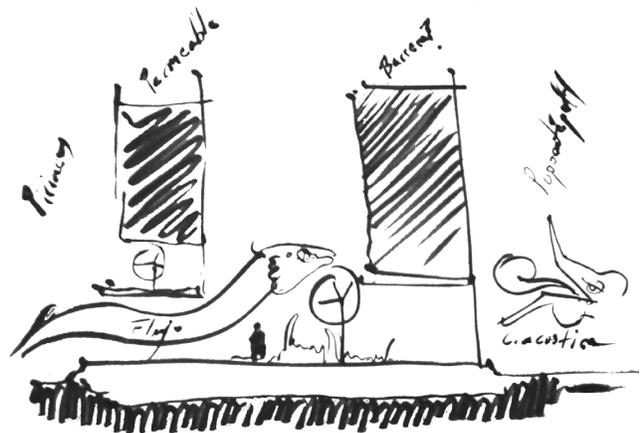
D)



C)



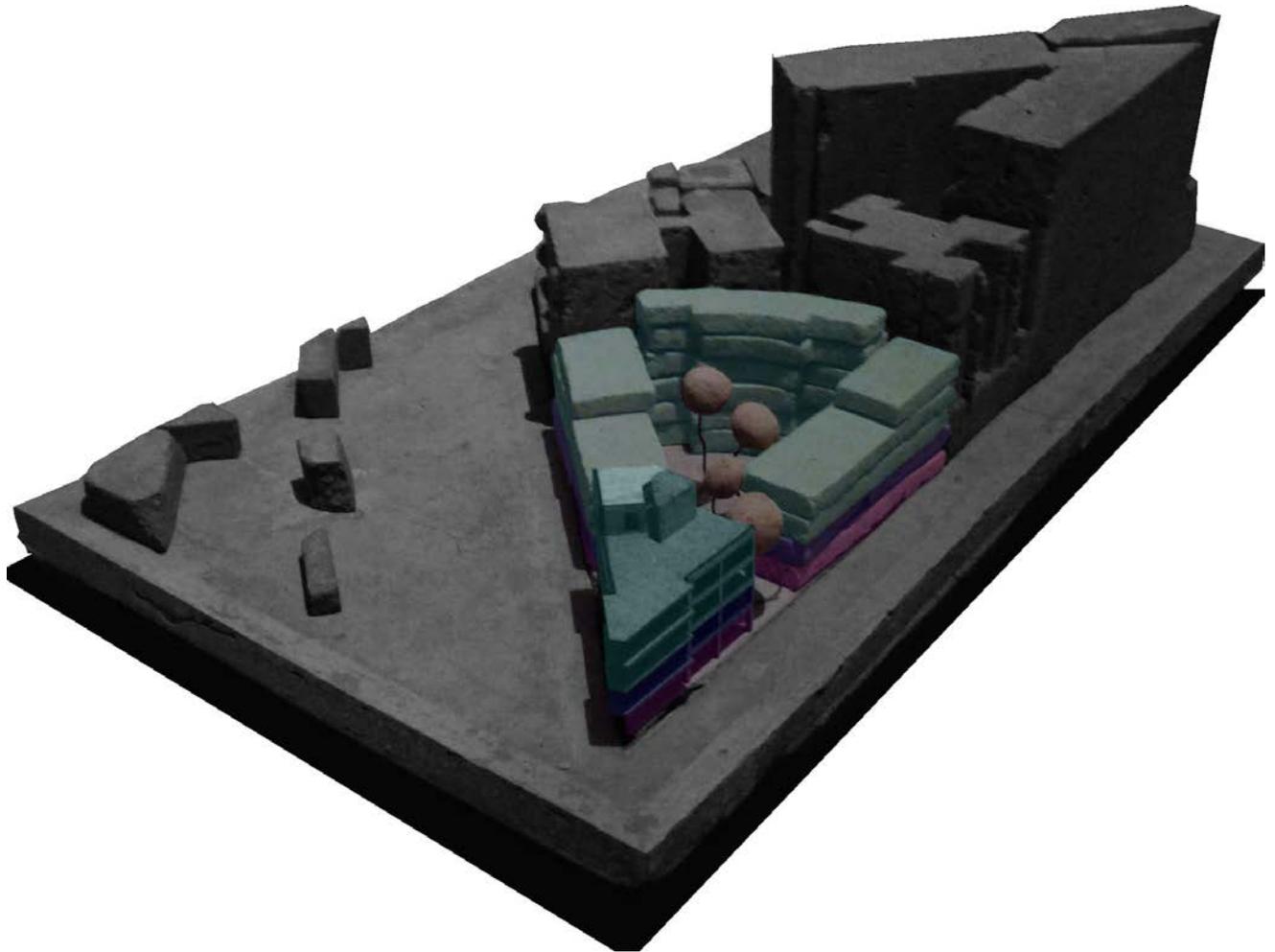
E)



F)

Img. 79. Esquemas básicos para el desarrollo formal de proyecto

- Habitacional
- Comercios y espacios semipúblicos
- Comercio



Img. 80. Planteamiento volumétrico

Considerando, las variables antes mencionados, se pueden establecer las siguientes intenciones de proyectos, mismas que se traducen en la siguiente propuesta volumétrica.

- A) Desarrollo de una propuesta de edificios habitacionales que satisfaga en lo más posible los requerimientos de los planes de desarrollo Delegaciones y la zona de estudio.
- B) Crear un vínculo entre el edificio el barco y los edificios existentes.
- C) Formar una barrera acústica en av. Popocatepetl, disponiendo en las áreas más afectadas espacios de baja permanencia.
- D) Proponer áreas y elementos construidos que regulen los niveles de asoleamiento de los espacios interiores.
- E) Permitir en la medida de lo posible ventilación cruzada.
- F) Permitir el acceso desde nivel de peatón.
- G) Garantizar la permanencia la jacaranda.



Img. 81. Planteamiento volumétrico.

5.3. Programa

Con base en lo anteriormente mostrado, deriva este programa arquitectónico.

Sótano

Los sótanos se encuentran albergados en los cajones de cimentación, el espacio en ellos es destinado a bodegas para los edificios o bien, como espacios utilizables como cuartos de maquinas o áreas de instalaciones a futuro.

Bodegas	(28 bodegas)	346.18m ²
Circulacion vertical		117.00m ²
Circulaciones generales		54.60m ²

Planta Baja

Tomando en cuenta que hay mayor actividad peatonal en la calle Pirineos, se plantea colocar el acceso controlado a las zonas semipúblicas en esta calle, mismas que comunican al patio central del edificio. Se plantea explotar el potencial comercial de av. Popocatepetl. Tomando en cuenta el alto grado de contaminación acústica a nivel de banqueta, esta alberga espacios cuyo nivel de permanencia es bajo.

Comercio en existencia		85.40m ²
Comercio en nueva edificación		165.00m ²
Área jardín		342.30m ²
Circulaciones verticales		218.20m ²
Estacionamiento	(23 cajones)	668.40m ²

Primer nivel

El primer nivel contiene espacios semipúblicos, mismas que se articulan desde el patio central, a los cuales tendrán acceso tanto quienes habiten el edificio así como los vecinos de proximidades. *El barco* contará con un espacio de usos múltiples que podrá ser empleado para el desarrollo de talleres y otras actividades. Considerando la carga acústica en av. Popocatépetl aún inadecuado para actividades que impliquen una permanencia prolongada, este nivel no cuenta con áreas habitacionales.

Gimnasio	200.00m ²
Área de usos múltiples	178.00m ²
Área de cafetería	192.00m ²
Oficinas	142.00m ²
Circulaciones verticales	186.40m ²

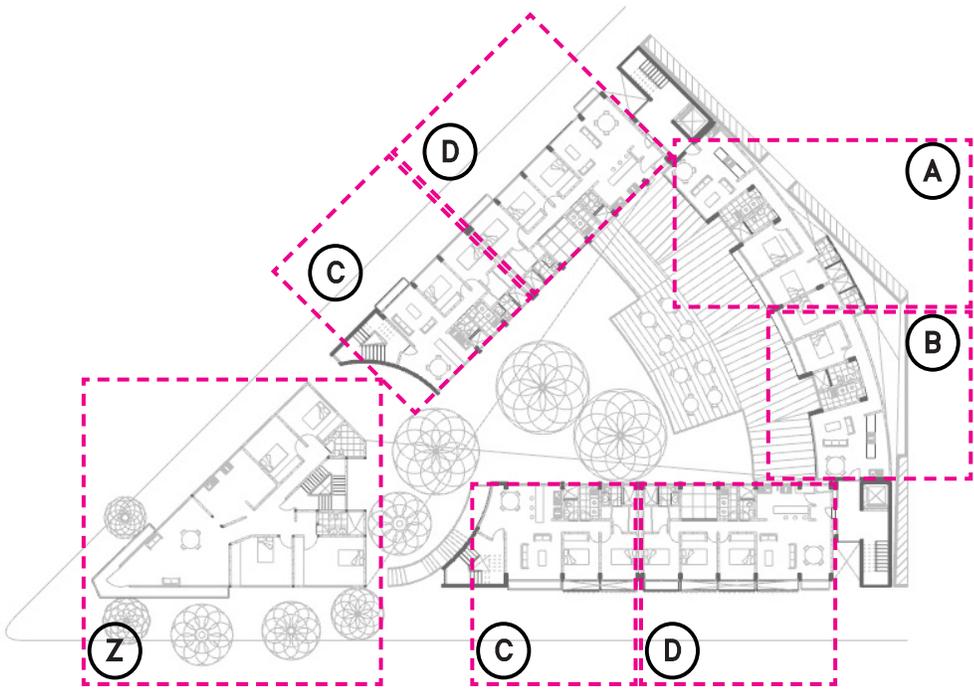
Pisos Superiores

A partir del segundo nivel es posible contar con zonas habitacionales, intercaladas con jardines elevados para uso exclusivo de quienes viven en el edificio.

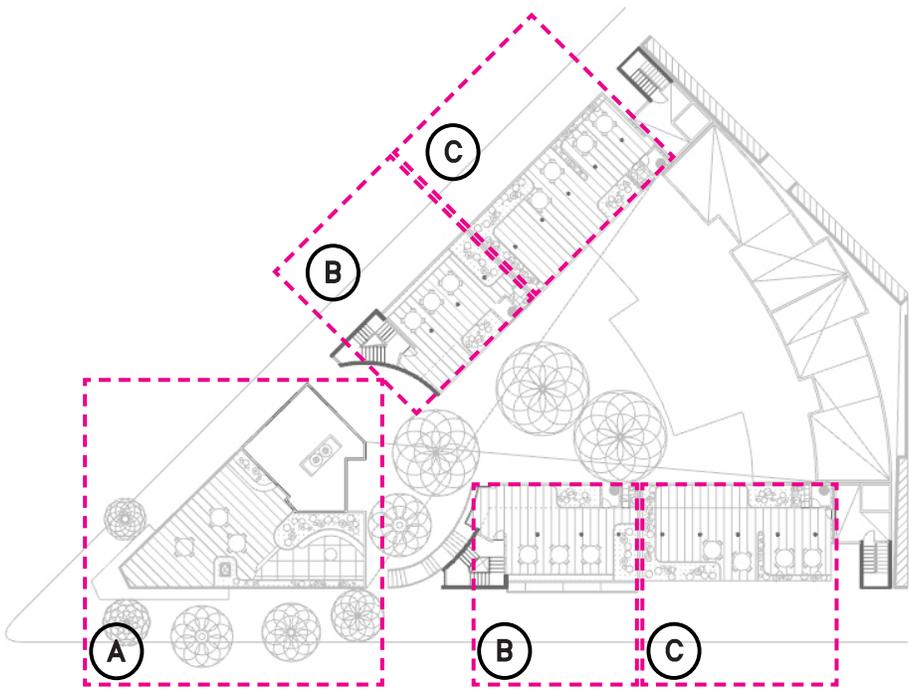
Departamento Z existente	(2)	178.00m ²
Departamento A de 2 recamaras	(4)	88.20m ²
Departamento B de 2 recamaras	(4)	92.15m ²
Departamento C de 2 recamaras	(4)	90.15m ²
Departamento D de 3 recamaras	(6)	109.35m ²
Circulaciones verticales		155.00m ²

Departamento A		<u>88.20</u> m ²
Recamara a	(1)	17.30m ²
Recamara b	(1)	14.40m ²
Baño a	(1)	5.10m ²
Baño b	(1)	5.90m ²
Cuarto de lavado		6.50m ²
Cocina		10.50m ²
Sala- Comedor		19.35m ²
Circulación interior		9.15m ²

Departamento B		<u>92.15</u> m ²
Recamara a	(1)	17.10m ²
Recamara b	(1)	14.50m ²
Baño a	(1)	4.90m ²
Baño b	(1)	6.00m ²
Cuarto de lavado		6.60m ²
Cocina		11.80m ²
Sala- Comedor		23.00m ²
Circulación interior		8.25m ²



Img. 82. Planta tipo, departamentos.



Img. 83. Planta de terrazas.

Departamento C		<u>90.15</u> m ²
Recamara a	(1)	18.30m ²
Recamara b	(1)	11.70m ²
Baño a	(1)	4.95m ²
Baño b	(1)	4.00m ²
Cuarto de lavado		4.85m ²
Cocina		8.00m ²
Sala- Comedor		25.95m ²
Circulación interior		9.40m ²
Balcones		3.00m ²

Departamento D		<u>109.35</u> m ²
Recamara a	(1)	18.30m ²
Recamara b	(2)	11.70m ²
Baño a	(1)	4.95m ²
Baño b	(1)	4.00m ²
Cuarto de lavado		4.85m ²
Cocina		14.00m ²
Sala- Comedor		24.00m ²
Patio		8.85m ²
Circulación interior		15.00m ²
Balcones		3.70m ²

Departamento existente Z		<u>182.95</u> m ²
Recamara a	(1)	23.90m ²
Recamara b	(1)	18.30m ²
Recamara c	(1)	14.80m ²
Recamara d	(1)	14.05m ²
Baño a	(1)	7.80m ²
Baño d	(1)	5.80m ²
Cocina		21.30m ²
Sala- Comedor		39.50m ²
Circulación interior		21.50m ²
Balcones		16.00m ²

Plantas de azotea

Las plantas de azotea de los edificios se emplean para el desarrollo de jardines aterrazados y servicios para los mismos.

Servicios	46.00m ²
Terraza A	134.00m ²
Terraza B	87.80m ²
Terraza C	120.00m ²

5.4. El proyecto

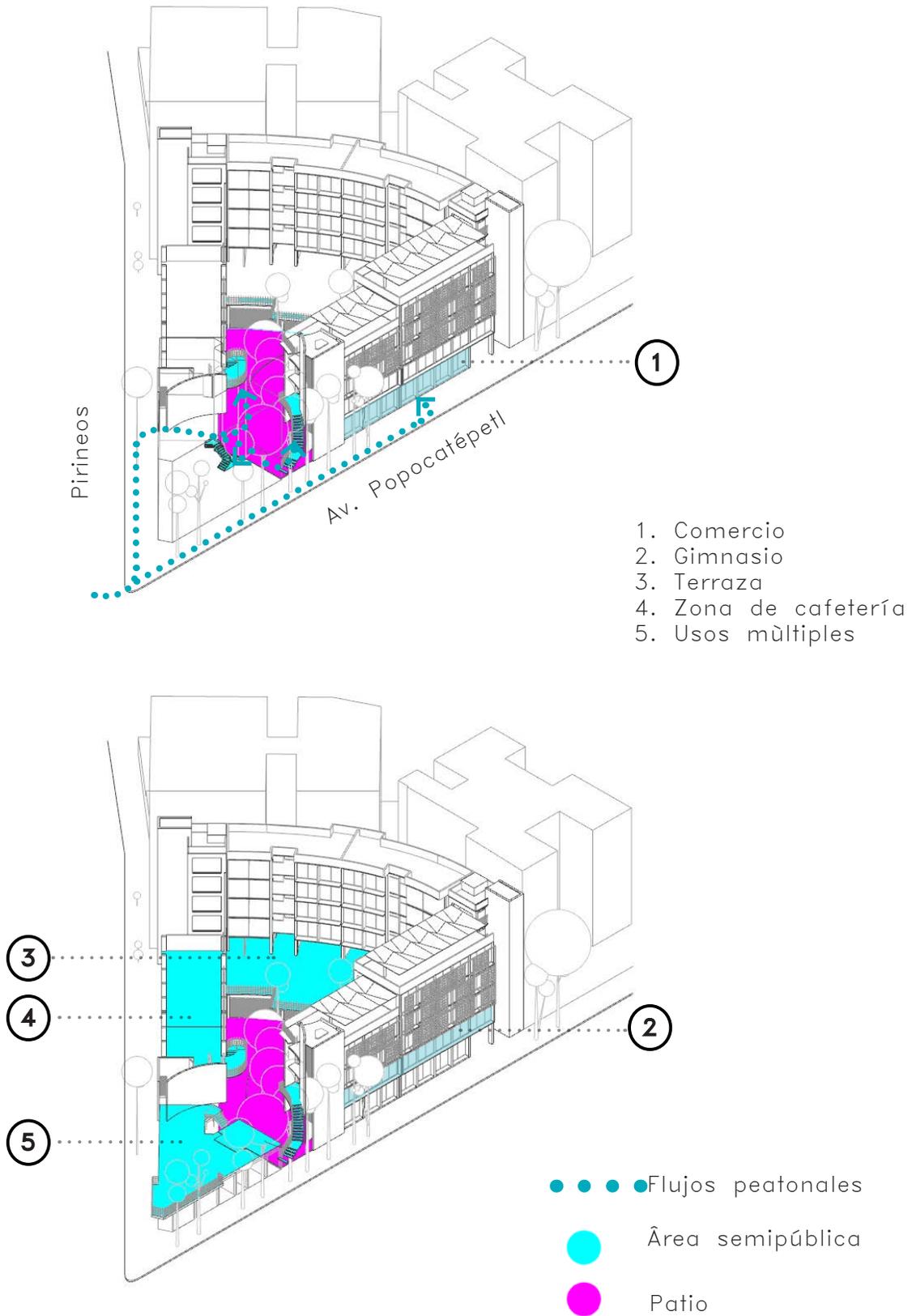


Img. 84. Modelo del proyecto, perspectiva desde av. Popocatépetl.



Img. 85. Modelo del proyecto, perspectiva desde av. Popocatépetl.

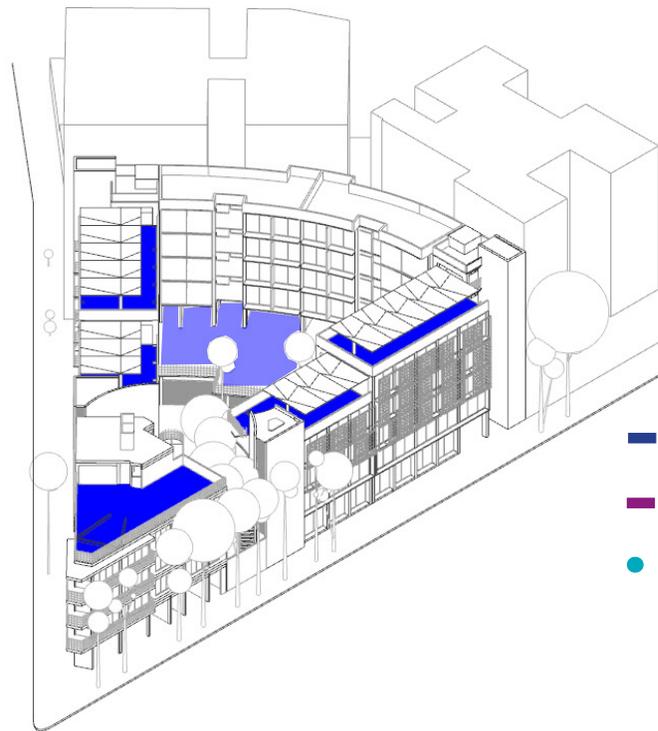
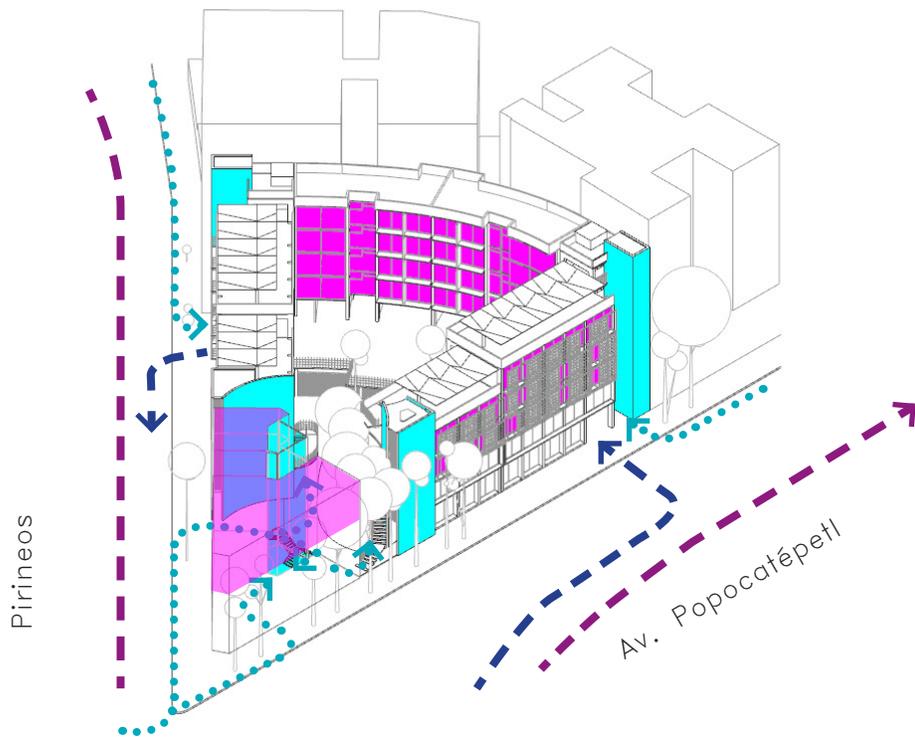
5.4.1. Esquemas de funcionamiento



Acceso a comercio y áreas semipúblicas

Img. 86. Accesos.

Img. 87. Disposiciones de área semipública.



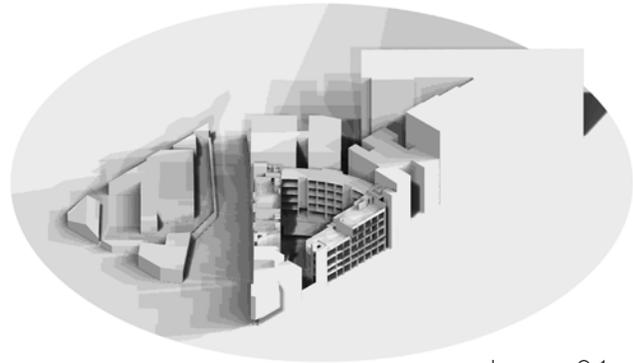
- — — — — Flujos vehiculares hacia el edificio
- — — — — Flujos vehiculares existentes
- • • • • Flujos peatonales
- Área habitacional
- Circulaciones verticales
- Terrazas

Acceso a área habitacional

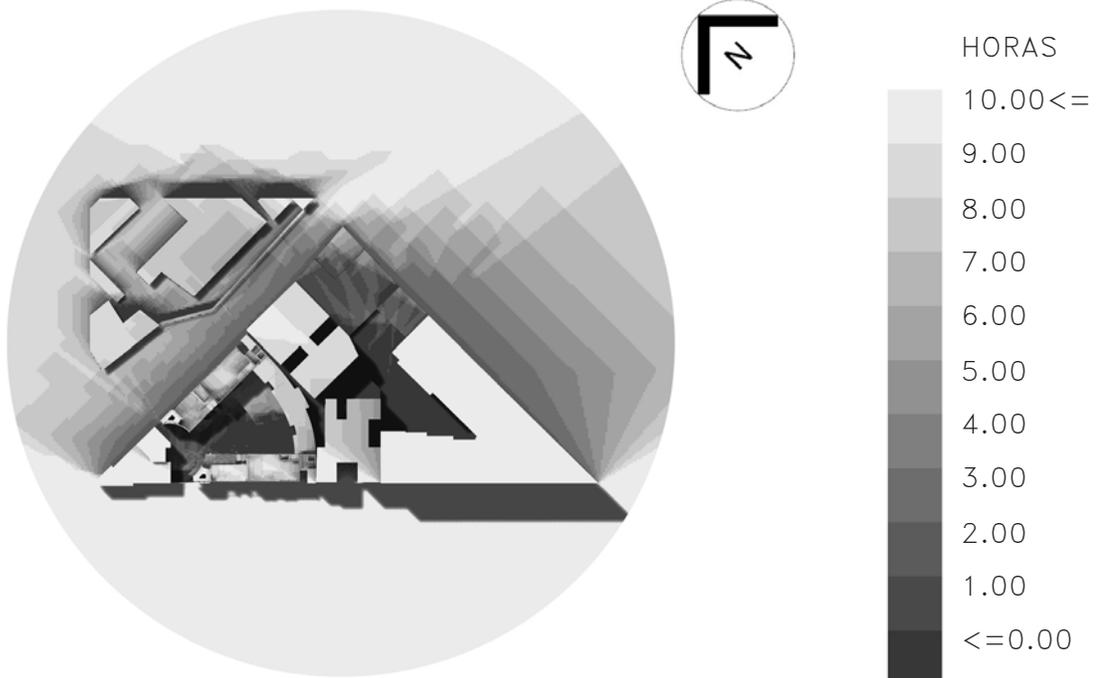
Img. 88. Disposición de áreas habitacionales.
 Img. 89. Terrazas.



Img. 90



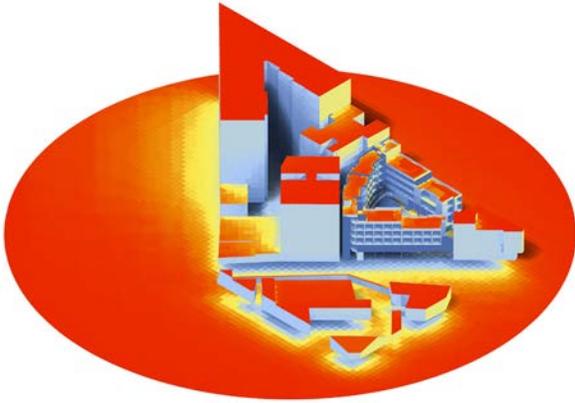
Img. 91



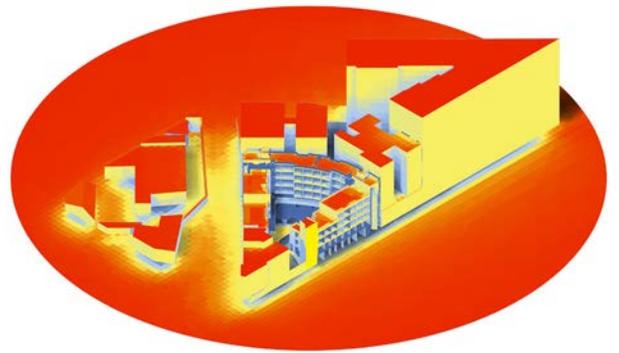
Img. 92. Planta, horas efectivas de luz al día

5.4.2. Proyecciones de sombras y asoleamientos

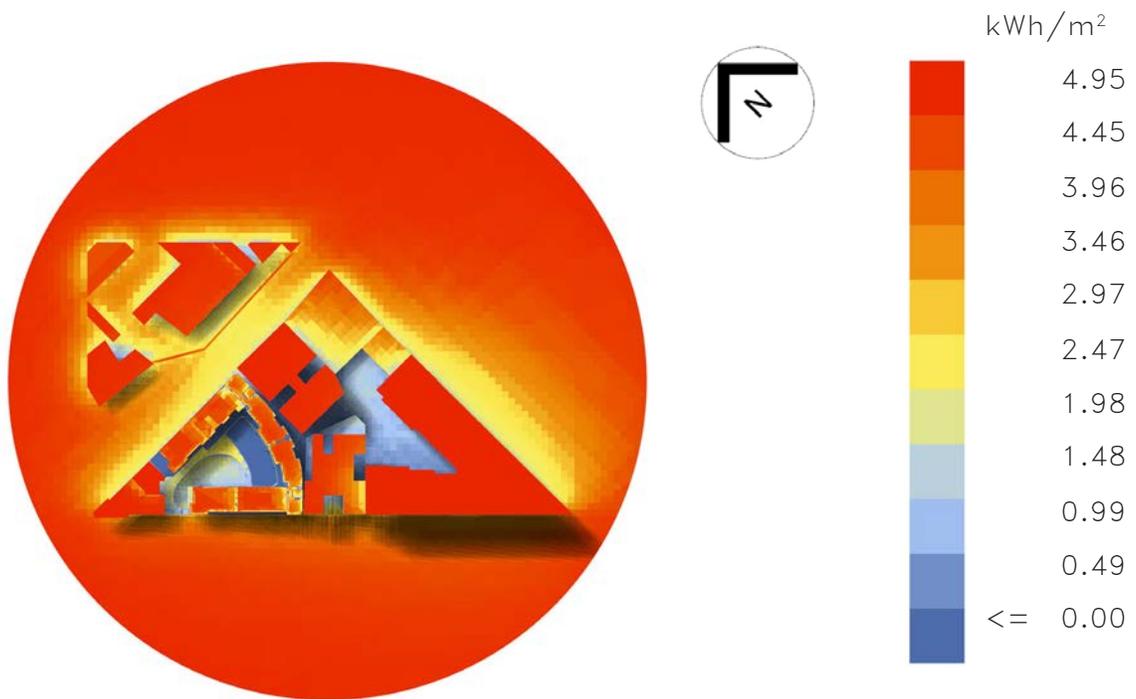
Empleando las herramientas mencionadas algunas páginas atrás, se generaron estos gráficos, los cuales incluyen la propuesta del proyecto *Pirineos 270*. La reducción de los niveles del edificio así como los escalonamientos que éste presenta, propician que los niveles habitacionales del proyecto no se encuentren en penumbra a lo largo del año. En el bloque de edificios frente av. Popocatepetl, la fachada interior no recibirá luz a lo largo del año; sin embargo, el hecho puede ser considerado de menor importancia si se considera que acorde con el programa arquitectónico, los espacios alineados a ella, son de servicios. Por otro lado, el bloque de Pirineos contará con menos horas de luz al día considerando que se encuentra orientado predominantemente hacia el norponiente.



Img. 93



Img. 94



Img. 95. Planta de incidencia solar

El bloque habitacional dispuesto en la colindancia, se encuentra en una situación muy similar al de av. Popocatépetl, pues, aunque recibe luz y presenta un nivel medio de radiación, la fachada hacia la colindancia se encuentra en penumbra durante todo el año.

La fachada sur del bloque de av. Popocatépetl, presenta recibe radiación continua lo largo del día. Considerando que esta cuenta con grandes muros acristalados. El interior de estos espacios será demasiado caliente, por lo que en las páginas siguientes, se muestra la estrategia empleada para la reducción de la incidencia solar en ésta.

5.4.3. Tratamiento de fachada sur

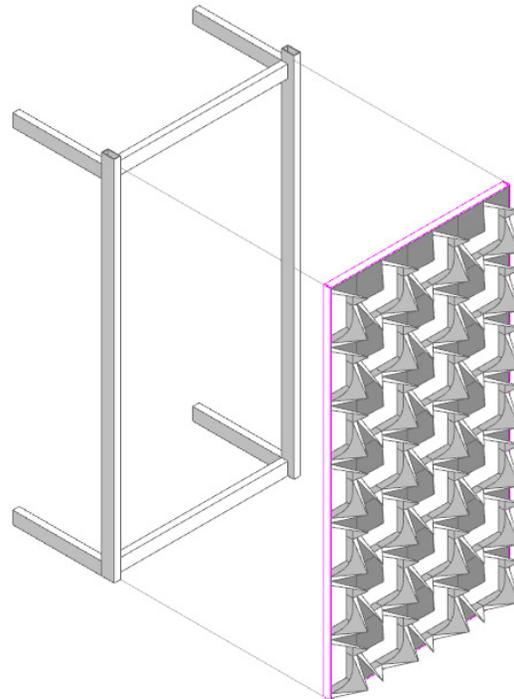
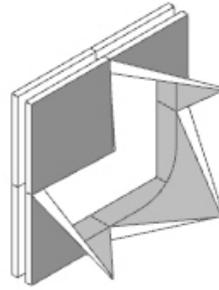
La elevada incidencia solar en la fachada sur fue un factor a tener en cuenta para el diseño de la misma; de presentarse como un muro continuo de vidrio las temperaturas al interior del edificio serían demasiado elevadas (como lo muestran los gráficos mostrados en páginas anteriores).

Disponer de cortinas o elementos móviles al interior de los cancelos, no implicaría una verdadera reducción de la ganancia térmica del edificio, al permitir los cristales el libre paso de la radiación a los espacios cerrados donde aún puede calentar el aire que se encuentra encerrado. Por este motivo, es necesario limitar la cantidad de radiación que el edificio recibe desde el exterior.

Considerando que el mantenimiento que esta segunda fachada recibiría a lo largo de su vida útil sería prácticamente nulo, vale la pena plantear su construcción a base de prefabricados de concreto BFUP de uso arquitectónico o similar (con fibras de vidrio embebidas en él); es decir, concretos cuyos bajos niveles higroscópicos les proporcionen una notable resistencia a condiciones de intemperismo, principalmente la humedad.

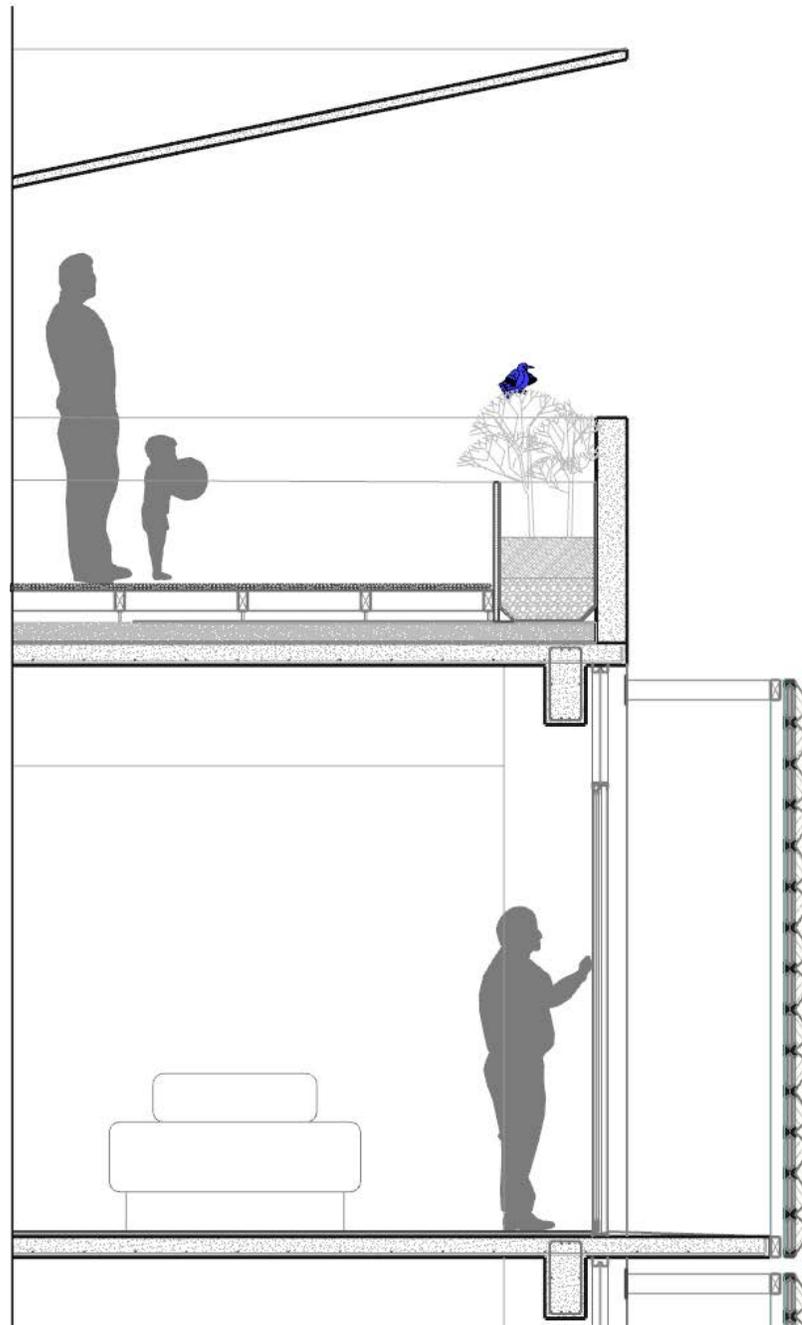
Esta segunda fachada, deberá reducir la incidencia solar limitando en lo menos posible la visual hacia el exterior. Por ello, se optó por pequeñas piezas basadas en paraboloides hiperbólicos. La producción de estas piezas se haría empleado moldes con la geometría final de las mismas (tal y como se hace en la producción de pequeños prefabricados actualmente). Estas superficies permiten la formación de patrones más complejos al unirse en marcos metálicos, mismos que pueden montarse sobre perfiles tubulares a la estructura principal del edificio.

Los paneles de prefabricados se intercalan en la fachada, despegándose ochenta centímetros de la misma, esto con el objetivo de contar con un colchón que permita el flujo de aire, al tiempo que permita a espacios semipúblicos del edificio (en las áreas habitacionales principalmente) contar con balcones, a semejanza del edificio ya existente.



Img. 96. La unión de las piezas de prefabricados hiperbólicos permite la formación de patrones más complejos en fachada.

Img. 97. Esquema de montaje de uno de los módulos de fachada base prefabricados de hiperbólicos de concreto.



Img. 98. La segunda fachada se separa del edificio permitiendo el flujo de aire, este espacio es aprovechado también para emplazar balcones. En azotea, la disposición de espacios vegetados y cubiertos, impiden la incidencia solar directa sobre los espacios habitables.

5.5. Criterio estructural

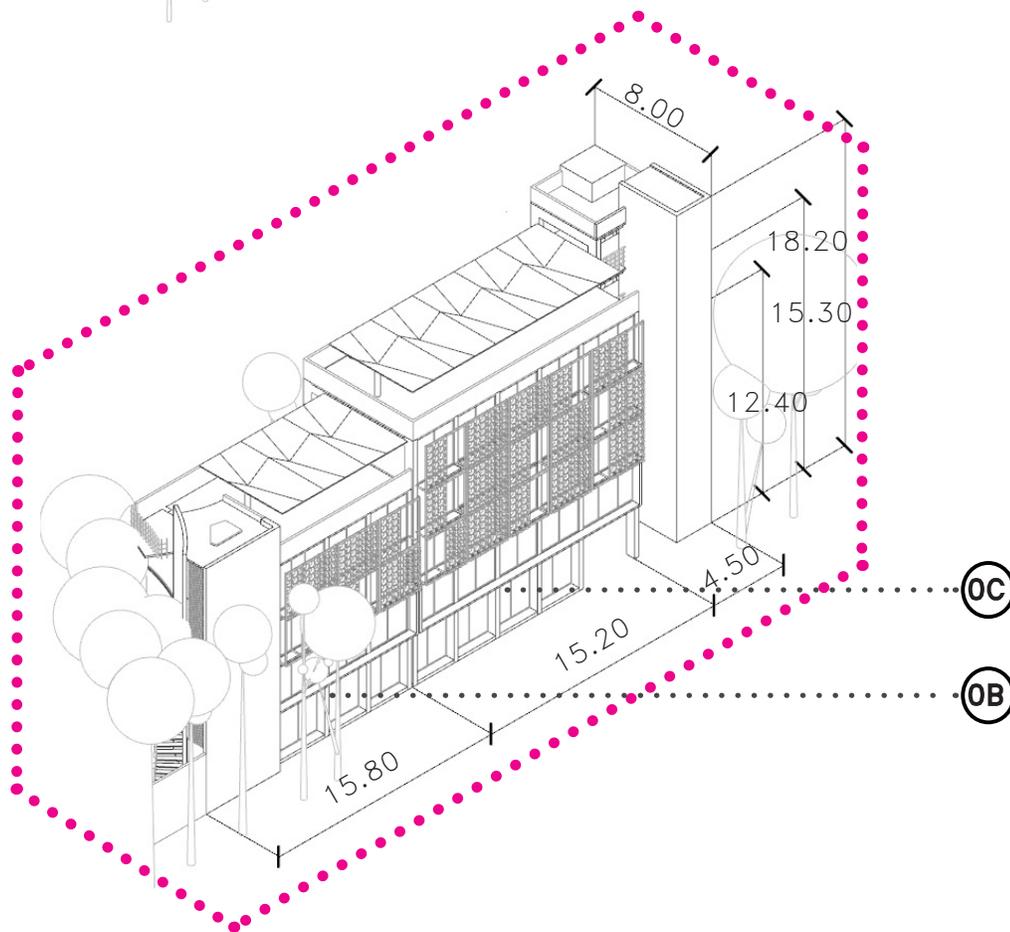
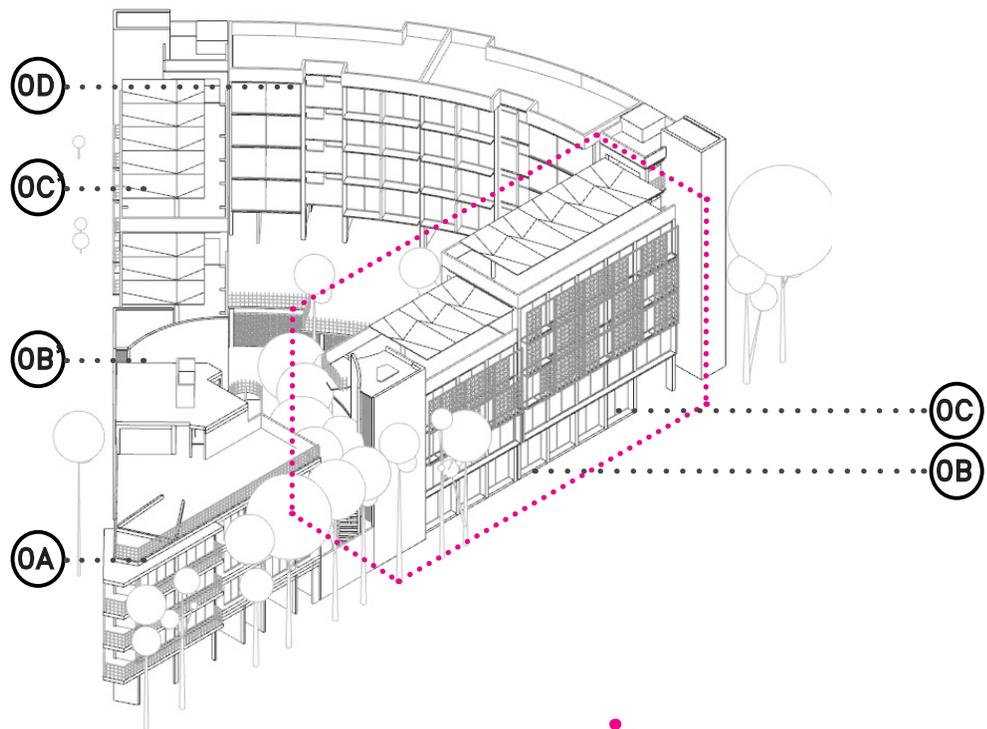
5.5.1. Generalidades

El proyecto *Pirineos 270* se compone por un edificio de carácter histórico construido por el arquitecto José Caridad Mateo en 1951 en conjunto con cinco volúmenes aterrizados de tres, cuatro y cinco niveles que delimitan un patio interior. El edificio preexistente se estructura con marcos rígidos y losas planas de concreto armado, la cimentación del mismo se supondrá como zapatas corridas y trabes de liga (considerando que esto último no pudo ser validado). Por lo tanto, la intervención en este edificio a nivel estructural no será materia de estudio en el desarrollo de esta tesis.

La estructura de los edificios propuestos consta de un sistema de marcos rígidos y losas macizas de concreto armado, dispuestos perpendicularmente al eje principal de los edificios, con núcleos de circulaciones verticales de concreto armado independientes y una cimentación resuelta con cajones compuestos por muros de contención y una losa. Con este criterio se pretende que cada edificio pueda resistir de manera eficiente los efectos de las cargas vivas, muertas y accidentales que afectan a la estructura.

Para su análisis, los edificios del conjunto fueron clasificados como se muestra en la página adyacente, siendo los edificios 0C y 0B considerados para analizarlos bajo la acción de la fuerza de gravedad y de cargas accidentadas. Teniendo en cuenta que dada su altura, los edificios no se ven afectados de manera considerable por efectos debidos al viento, la carga accidentada considerada es de sismo.

Los criterios diseño estructural tienen por base las *Normas Técnicas complementarias sobre Criterios y Acciones para el diseño Estructural de las Edificaciones* de la Ciudad México.



Img. 99. Selección del bloque de edificios de av. Popocatépetl para su análisis a nivel estructural.
 Img. 100. Edificios a analizar.

5.5.2. Entrepiso

La elección del sistema constructivo de entrepiso resulta de importancia al repercutir sobre; los claros admisibles en la edificación, cargas muertas, tipo de maquinaria y procedimientos necesarios para su emplazamiento, costos entre otros factores. A continuación se muestran algunos sistemas compatibles con marcos rígidos de concreto.

El uso de prefabricados de alta tecnología, como son planchas precoladas y aligeradas con esferas de PET u otros polímeros, resulta ventajoso en la construcción de entrepisos y cubiertas con claros considerables. Su uso conlleva a una inversión elevada por concepto de la estructura a cambio de una reducción considerable en los tiempos de obra (Img. 105).

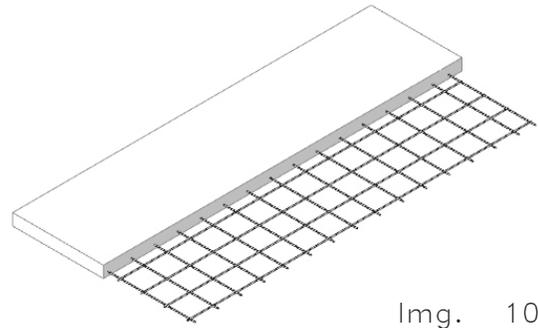
En el uso de piezas prefabricadas, también están los sistemas de pisos aligerados base viguetas de concreto pretensado, sobre las cuales se montan casetones a modo de cimbra perdida (casetones de poliestireno o de madera aglomerada hidrófuga, Img 104); o bien, como cimbra recuperable (como en el caso de los casetones hechos a base de polímeros o PET Img.103).

Otra opción para reducir el peso en los entrepisos es el uso de losas aligeradas con bloques cerámicos o de concreto de baja densidad, disponiendo de losas nervadas capaces de librar claros notables con menor cantidad de elementos de soporte (Img. 102).

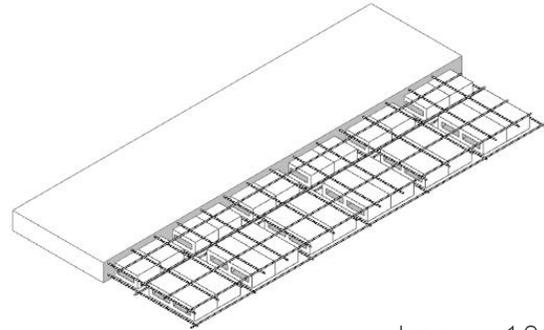
Finalmente, no se descarta el uso de losas de concreto macizas, considerando su relativa facilidad de construcción (Img. 101).

Teniendo presentes los claros que posee el proyecto, el uso de sistemas prefabricados implicaría también el de maquinaria especializada, como en el caso de las placas precoladas, gasto que no lograría amortizarse por la escala del proyecto. En el caso de entrepisos base viguetas, casetones y/o bovedillas, implicaría contar con grandes zonas de ajuste, considerando que la modulación de estos no se acopla a la del proyecto.

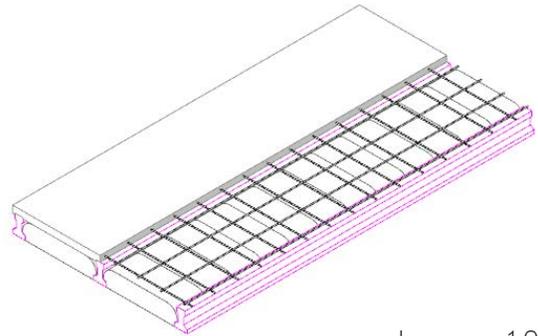
Por ende, un sistema de losas planas macizas, en combinación con encofrados metálicos base pies derechos y viguetas metálicas, resultan una solución óptima.



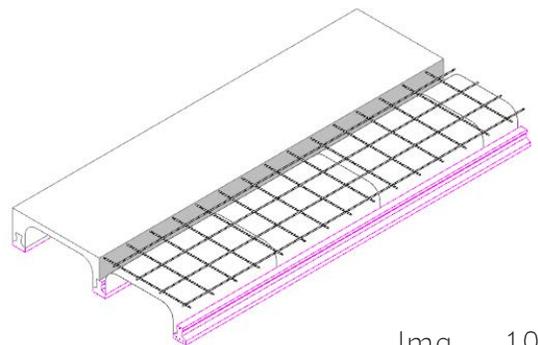
Img. 101.



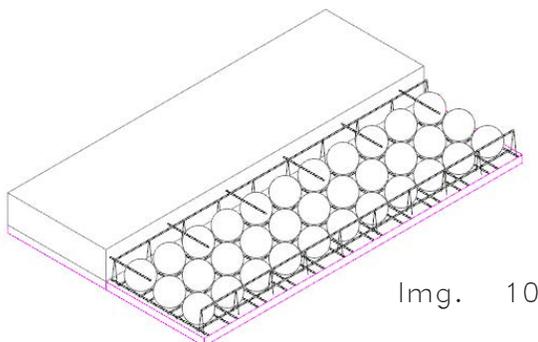
Img. 102



Img. 103

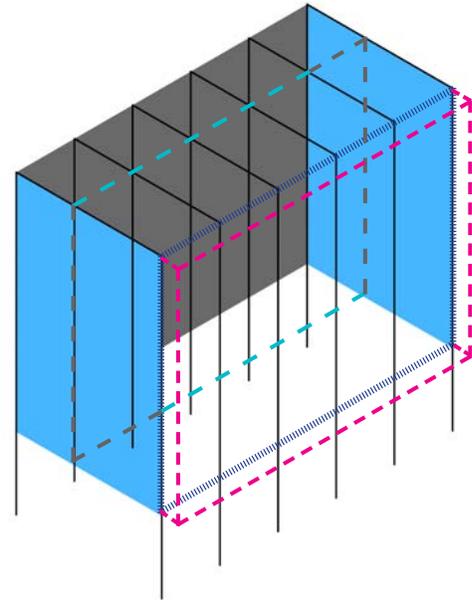
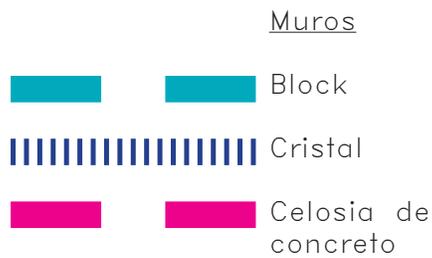


Img. 104



Img. 105

Img. 106. Esquema relativo a los muros y elementos divisorios.



5.5.3. Cargas

ENTREPISO HABITACIONAL

CONCEPTO

Entrepiso base losa maciza de concreto + acabados

Muro de panel de tablaraco de 2.80m de altura (00)

Carga muerta

Carga viva unitaria máxima W_m

Pesto total

Fr=0.40

w

Considerar w

CARGA (kg/m²)

521.518

41.882

563.400

170.000

733.400

293.360

1026.760

1030.000

ENTREPISO AREA SEMIPÚBLICA (PRIMER NIVEL)

CONCEPTO

Entrepiso base losa macisa de concreto + acabados

Muro de panel de tablaraco de 2.80m de altura

Carga muerta

Carga viva unitaria máxima W_m

Pesto total

Fr=0.40

w

Considerar w

CARGA (kg/m²)

521.518

41.882

563.400

350.000

913.400

365.360

1278.760

1280.000

LOSA DE AZOTEA

CONCEPTO

Losa maciza de concreto + impermeabilizantes y acabados

Carga muerta

Carga viva unitaria máxima W_m

Pesto total

Fr=0.40

w

Considerar w

CARGA (kg/m²)

755.334

755.334

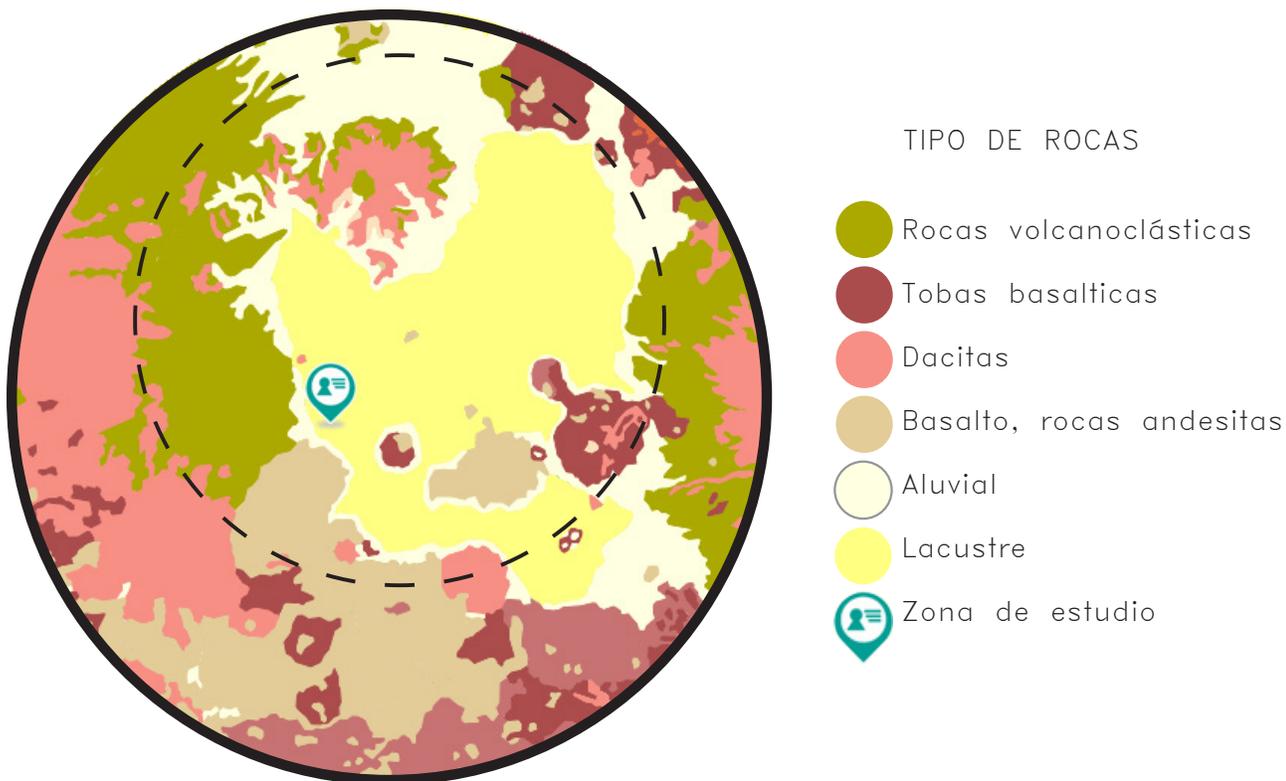
250.000

1005.334

402.133

1407.468

1410.000



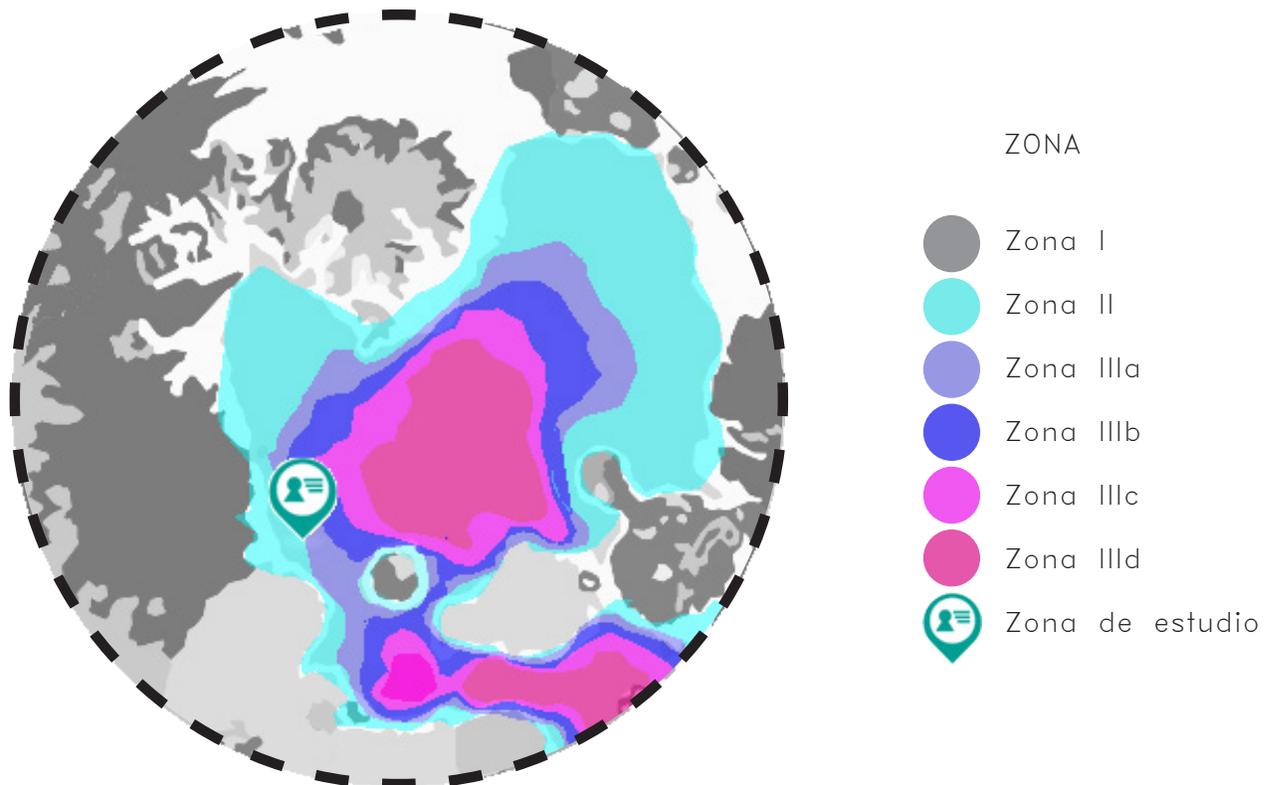
Img. 107. Composición geológica de la cuenca de México acorde con el Mapa Digital del INEGI.

5.5.4. Cimentación

Conociendo los esfuerzos a los que se verá sujeto el terreno, es preciso conocer la composición del mismo para determinar el tipo de cimentación y la profundidad a la que esta debe ser desplantada. El *Mapa Digital de México* del INEGI (Instituto Nacional de Geografía y Estadística) dispone de información detallada respecto a la composición geológica de la cuenca, sin embargo es poco preciso en la ubicación de estas zonas. Al trasladar la ubicación del predio al plano de zonificación del *Reglamento de Construcción del Distrito Federal*, este se encuentra entre las zonas II y IIIa.

Considerando que, previo al abatimiento de los niveles freáticos ocurrido por la extracción de agua del subsuelo para abastecer a la ciudad (desde finales de siglo XIX), la zona contaba con diferentes cuerpos de agua, mismos que eran empleados para actividades agrícolas en el área, por lo que desde esa perspectiva, el suelo puede considerarse como suelo de lago. Sin embargo, considerando la cercanía con la zona de lomerío de la delegación Álvaro Obregón, y los sedimentos arrastrados a la zona por estos cuerpos de agua, el suelo puede ser considerado como suelo de transición. Para efectos de este proyecto, se consideró la más desfavorable de las opciones; es decir, la presencia de un suelo con características mayormente de lago, con presencia dominante de arcillas de alta compresibilidad respecto a bancos de materiales sedimentarios. Esta decisión se justifica si se considera que las construcciones de más de 5 niveles en las inmediaciones, se encuentran desplantas sobre cajones de cimentación, sistema empleado en suelos de alta plasticidad y baja resistencia.

Con esta información y conociendo la cargas a las que serán sometidos los entrepisos del proyecto, es posible estimar el peso de la edificación para determinar el tipo de cimentación con el que contara el edificio y determinar si se trata de una edificación ligera o pesada.



Img. 108. Zonificación y tipo de suelo acorde con el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, referido al Mapa Digital del INEGI.

En seguimiento con las consideraciones dadas en las *Normas Técnicas para el Diseño de Cimentaciones, capítulo 2. Investigación del subsuelo*, una edificación puede ser considerada como pesada si cumple las siguientes condiciones:

<u>Normativa</u>	<u>Proyecto</u>
$w > 40.0\text{kPa} (4.0\text{T}/\text{m}^2)$;	$w = 67.8\text{kPa} (6.7\text{T}/\text{m}^2)$
$P > 120.0\text{m}$ (en zona III) ;	$P = 46.0\text{m}$
$D_f > 2.5\text{m}$;	$D_f > 2.8\text{m}$

Donde

- $w =$ Peso unitario de la estructura.
- $P =$ Perímetro de desplante.
- $D_f =$ Profundidad de desplante.

Por lo que al pasar con creces el primero de estos requisitos, la edificación se considera como pesada, y requerirá de una cimentación que compense el peso de la estructura respecto al esfuerzo que se aplicara al suelo; un cajón de cimentación. El volumen del suelo que debe ser desalojado para que este sistema sea efectivo, implica excavar por debajo del límite dado por la normativa, por lo que la cimentación del edificio será considerada como *profunda*. Finalmente, se considerará que la clase de exposición este será de tipo B1; respecto a su resistencia, el concreto será de clase I (ver anexos correspondientes).

5.5.5. Cubiertas en terrazas

La planta las áreas de azotea en la terraza cuentan con una serie de paraguas para el resguardo de quienes ocupen esos espacios. Partiendo de la expresión para paraboloides hiperbólicos:

$$z=kxy$$

Donde

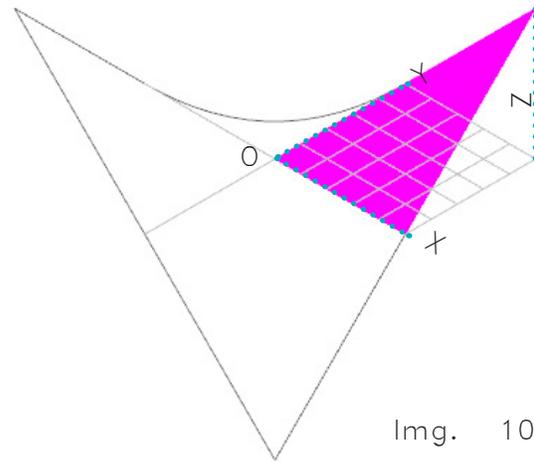
x, y, z = componentes de un punto en un sistema de ejes coordenados

k = factor de proporcionalidad

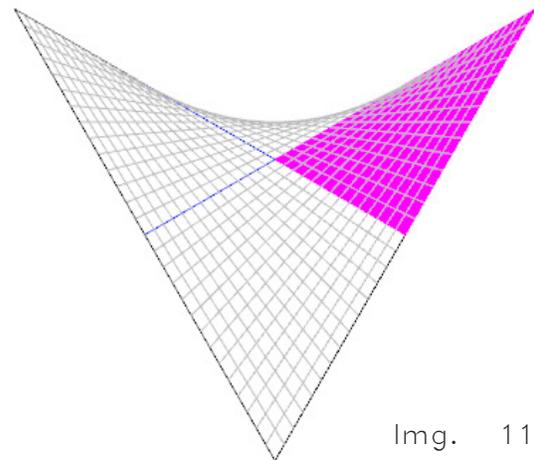
Se puede obtener un manto como el de la imagen 110, estableciendo (x, y) como dimensiones de la sección en planta y z la altura de este en su punto más alto. Con esto datos es posible obtener el valor de k , mismo que será constante para todos los puntos de esa sección.

La superficie resultante no es el manto en su totalidad, sólo una de las cuatro secciones que se obtendrían al cortarlo en las intersecciones con sus propias asíntotas. Las secciones restantes, pueden obtenerse al modificar el signo de las componentes de los puntos de la sección obtenida (según sea el plano cartesiano), partiendo de que, el paraboloide hiperbólico se encuentra en el primer cuadrante del plano cartesiano $(+x, +y)$. (Img. 110).

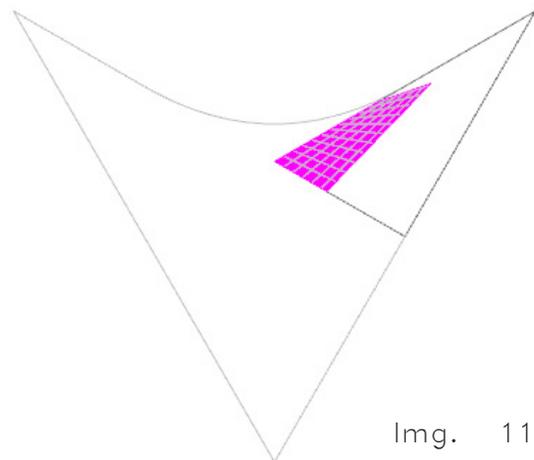
Empleando la expresión planteada en un principio, y conociendo el valor de k , pueden ejecutarse uno o más cortes en el manto, y conocer la posición en el espacio de cada uno de los puntos que la describen. Conocer esta información resulta especialmente importante en el caso de las componentes verticales z , pues ayudan al proyectista a conocer la altura que se tendrá el paraboloide respecto a un nivel establecido por él mismo, o la pendiente que tendrá la superficie, si se considera el desalojo de aguas pluviales. Para el proyecto, se ejecutaron cuatro cortes en el manto, a modo de obtener una sección rectangular en planta, que, al espejarse forma un paraguas, una estructura que hereda las propiedades de resistencia por forma del paraboloide hiperbólico (Img. 111).



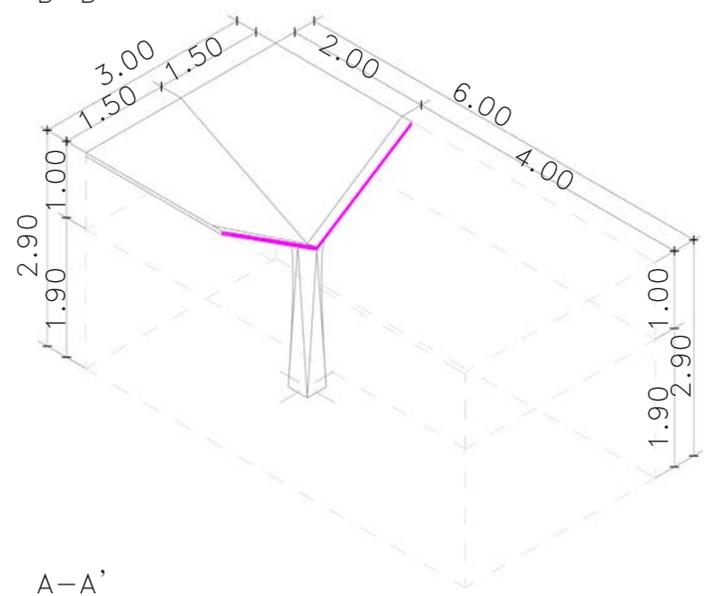
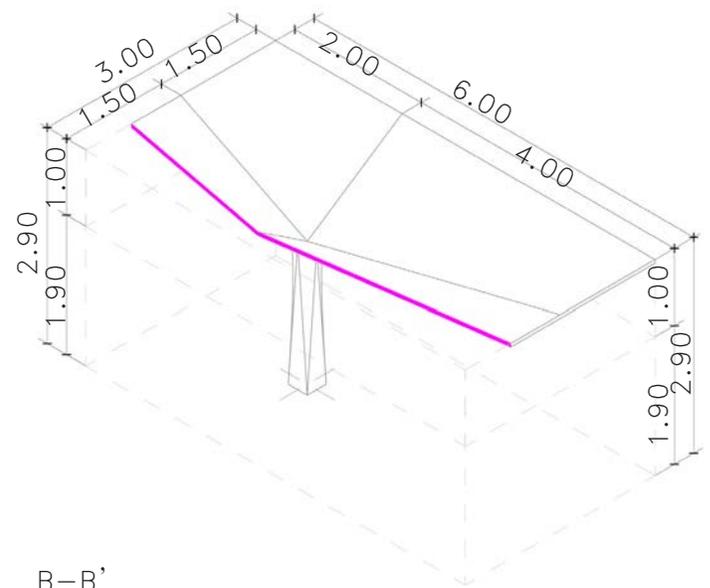
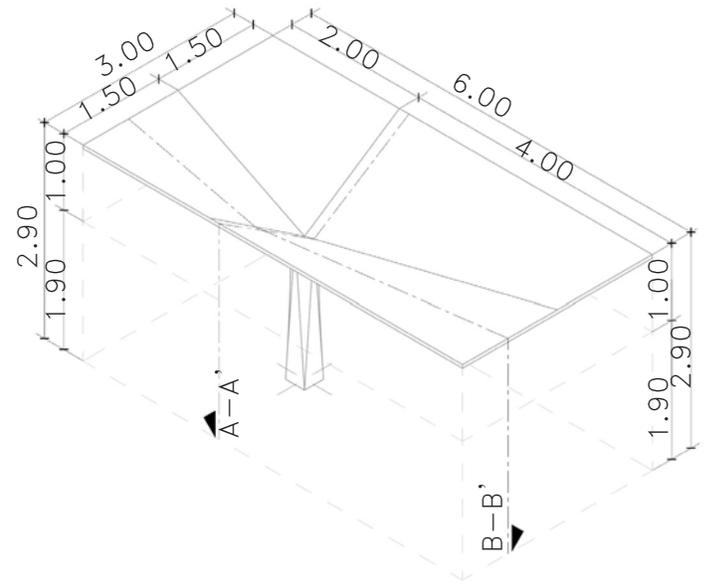
Img. 109



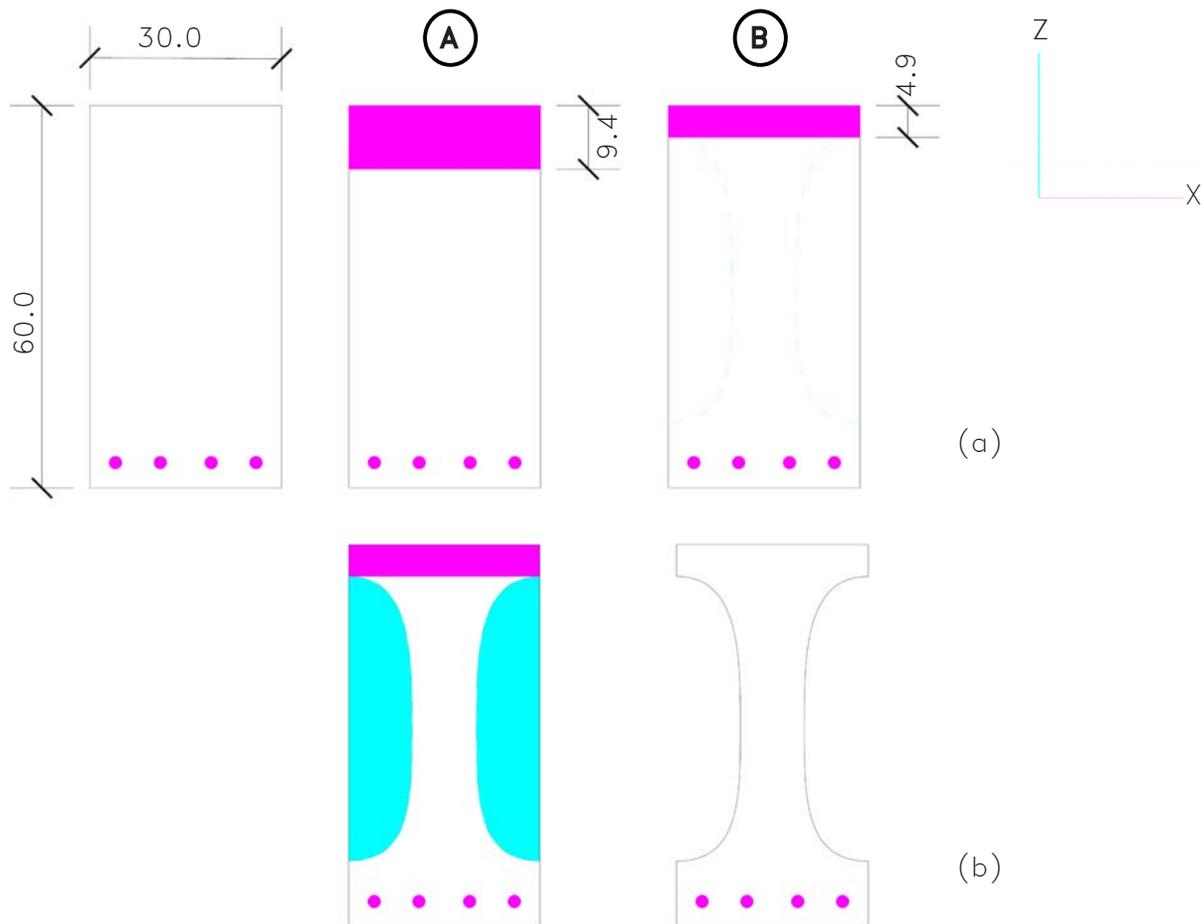
Img. 110



Img. 111



Img. 112. Paraguas de concreto BFUP estructural, formado a partir de la unión de cuatro secciones hiperbólicas (geométricamente).



Img. 113. Comparativa de secciones

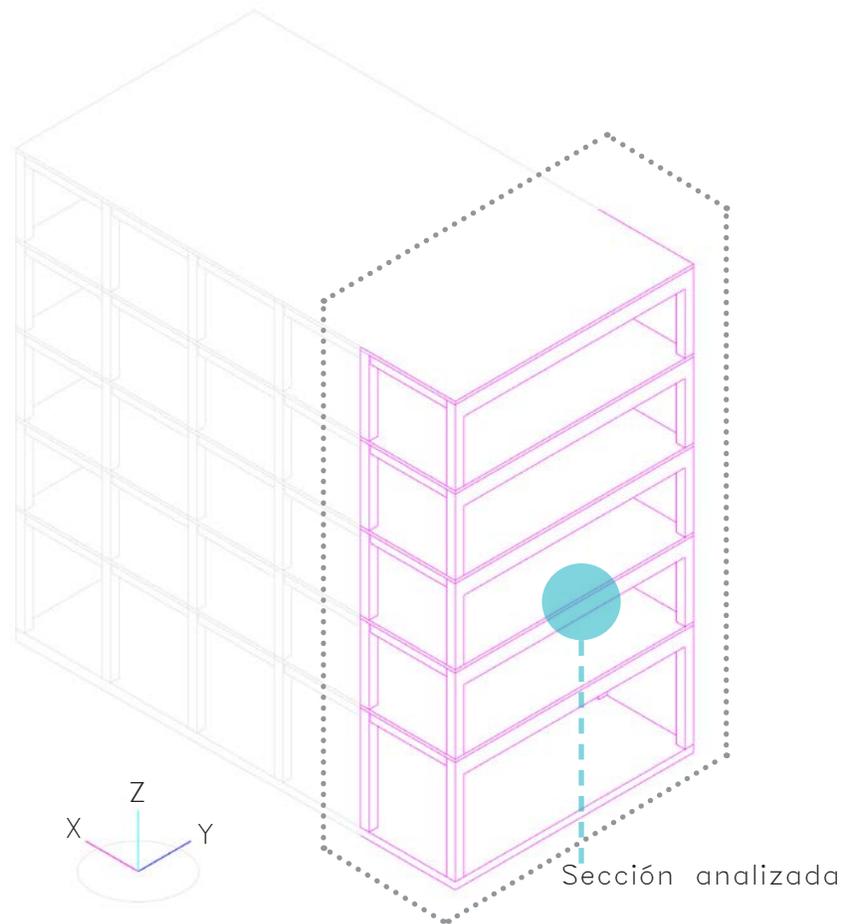
5.5.6. Comparativa de concretos de alta resistencia y BFUP

Para hacer esta comparativa se consideraron tres valores para f_c' ; 250kg/cm² (A), que es el valor más empleado en la construcción de estructuras a diferentes escalas; 700kg/cm² (B) correspondiente al valor de resistencia nominal máximo entre los concretos de alta resistencia permitido acorde con las *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Armado, capítulo 11, Concretos de alta Resistencia*; 2000kg/cm² (C) correspondiente al valor recomendable para un concreto BFUP acorde con la AFGC.

Para este análisis se consideró solo una sección de la estructura, teniendo en cuanto que, por la regularidad de la misma, los valores de los esfuerzos que actúan sobre esta son similares (Img.114).

Los primeros elementos sometidos a revisión fueron las vigas. Acorde con la ACI, en una viga de concreto armado sometida a esfuerzos de flexión tienen lugar dos zonas principales de esfuerzos; la primera, ubicada en el lecho bajo de ésta, en las barras de acero, la segunda en el lecho superior correspondiendo a un polígono cuya profundidad puede variar acorde con los esfuerzos a los que se someta la viga; este polígono es donde se considera que el concreto aporta su resistencia a la sección, teniendo así dos áreas importantes de trabajo; la primera, correspondiente a una zona de tracciones soportadas por las barras de acero en la parte inferior, y una de alta compresibilidad en la parte alta, también denominada *bloque equivalente*.

Bajo estas consideraciones, una viga capaz de soportar las solicitaciones a las que está sometido el



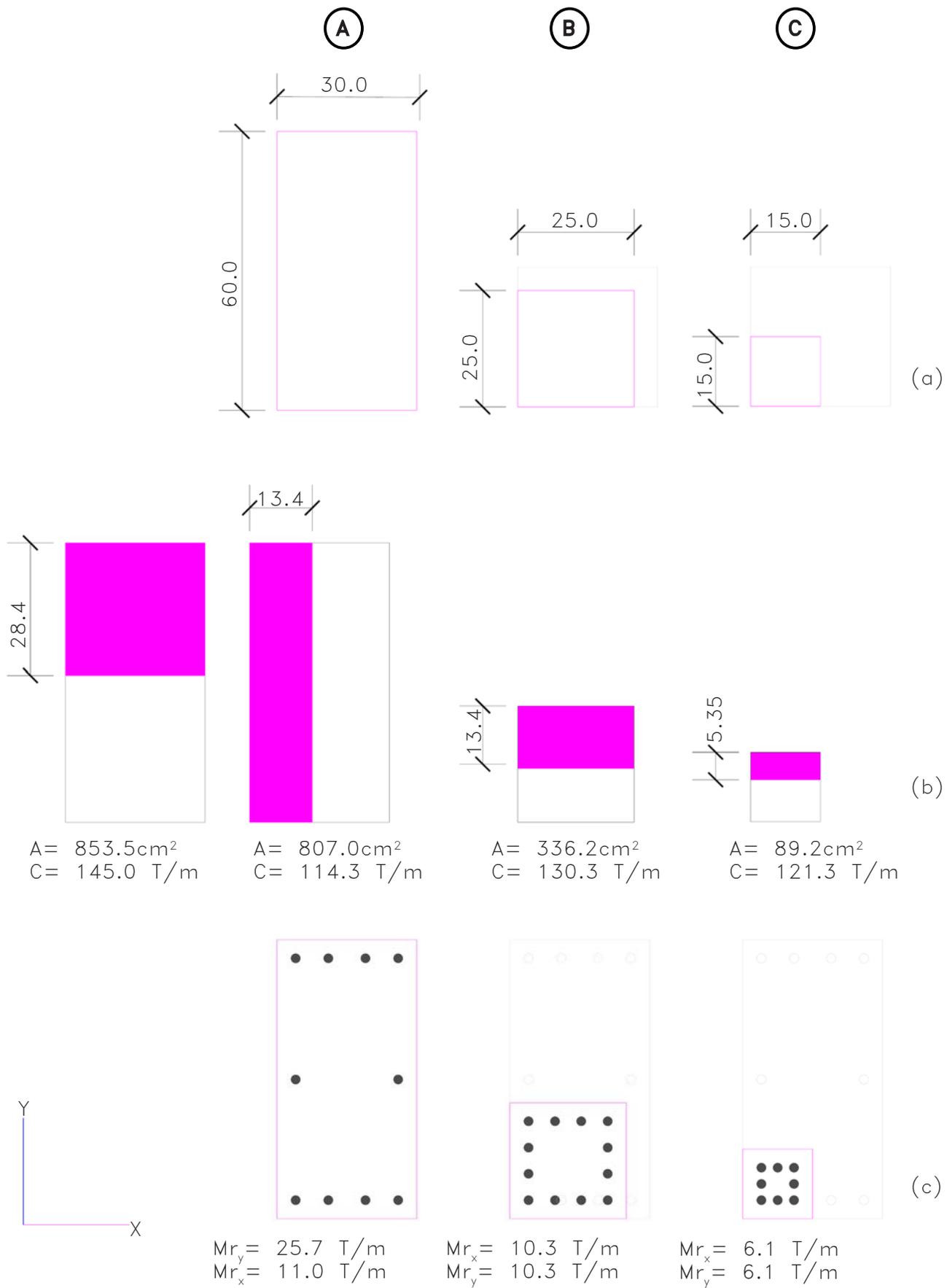
Img. 114. Selección de la estructura para su análisis.

edificio, con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ contará con un bloque equivalente de concreto con una profundidad de 9.40cm, mientras que, una sección con las mismas dimensiones, pero empleando un concreto $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$, contará con un bloque equivalente de compresión con una profundidad de tan solo 4.9 cm, hecho que resulta problemático si se considera que por su poca profundidad tendería a hacer frágil la sección, comprometiendo la seguridad y la durabilidad de la estructura (Img. 113a),

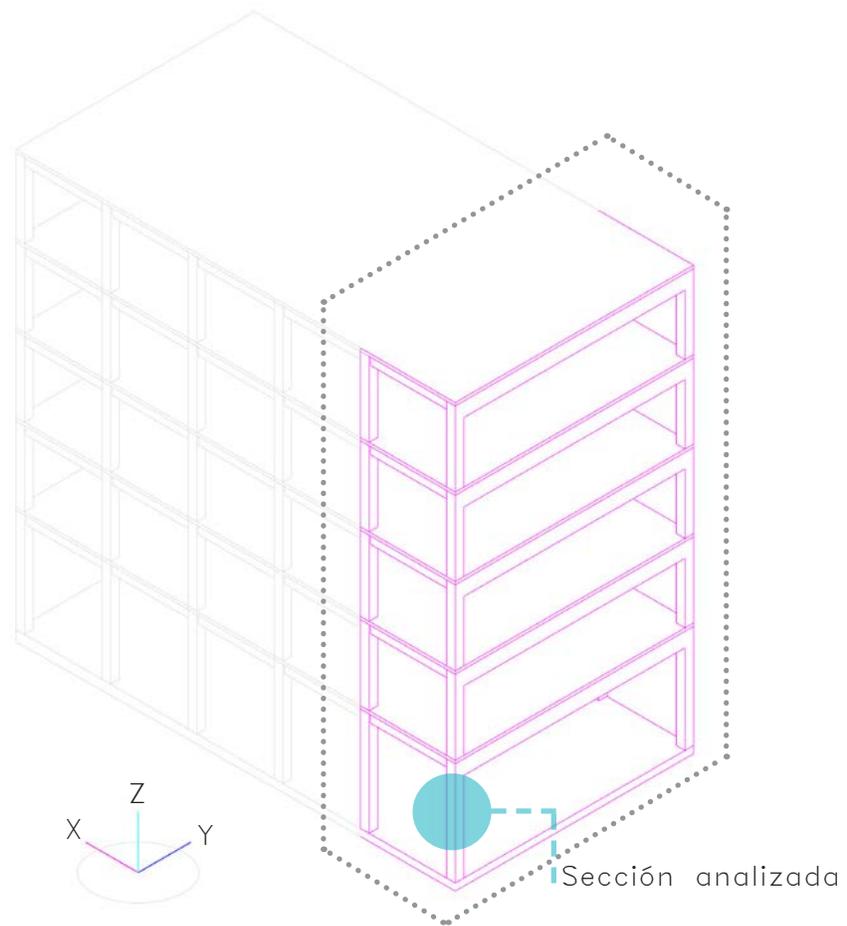
De este modo, a medida que incrementa la resistencia nominal del concreto, la profundidad del bloque equivalente irá disminuyendo, de modo que realizar esta misma operación con un concreto $f'c = 2000 \text{ kg/cm}^2$ resultaría en una lámina de muy poco espesor que tomaría los esfuerzos de compresión. Desde otro punto de vista, esto resultaría poco económico pues la sección tendría una ínfima cantidad de materia en estado de tensión contra una muy grande que permanecería pasiva, siendo la función de esta última proteger las armaduras de acero de la intemperización y fungir como material de relleno (Img. 113b).

La sección pensada en concreto $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$ presenta una mayor resistencia a esfuerzos cortantes, por lo que en teoría no necesita refuerzos de acero para resistirlo, aunque bien debería incluir estribos a cada treinta centímetros acorde con la normativa. En contra parte, la resistencia que gana la sección pensada en concreto $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$, contra la sección de concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, es poco considerable (apenas 1T/m por encima del momento que debe resistir la sección).

Se recomienda ver los anexos correspondientes a criterios de predimensionamiento, factores de carga, y diagramas, que se encuentran al final de este documento.



Img. 115. Comparativa de secciones



Img. 116. Selección de la estructura para su análisis.

En lo que respecta a las columnas, en una primera instancia se realizó un análisis considerándolas sometidas a esfuerzos de compresión axial simple, a modo que las secciones B y C, presentaran la misma resistencia a la compresión que la sección A. El resultado fueron secciones más pequeñas que la reglamentaria (sección cuadrada de treinta por treinta centímetros, Img. 115a).

Al considerar que estas eran afectadas por sismo, las secciones en concretos de alta resistencia desarrollaron esfuerzos de compresión superiores al de la sección de concreto convencional, con menores cantidades de materia (Img. 115b). Aunque resulta alentador, debe tenerse presente que las contribuciones del concreto son solo uno de los factores a tomar en cuenta para la resistencia de una columna a los momentos inducidos por un sismo; el otro, son las del acero.

Para determinar la contribución del acero a la resistencia de la sección, se consideró a las secciones de concreto de alta resistencia armadas con el mismo diámetro de varillas que la sección en concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$. Sin embargo, las dimensiones de éstas no les permiten albergar el acero necesario para igualar la resistencia de la sección A; aunado a ello, su reducida talla no favorece el desarrollo del par interno de fuerzas necesario para resistir las sollicitaciones sísmicas, hecho atribuible (entre otras cosas) a que el acero de las secciones B y C no entra en estado de fluencia al momento de efectuarse la falla de la sección; es decir, que en el momento de que el concreto falla, el acero no ha alcanzado aún su límite elástico de resistencia, es decir: se produce una falla frágil.

Las Normas Técnicas relativas al concreto, recomienda el cálculo de secciones considerando una *falla balanceada*; es decir, aquella en la que el concreto y el acero fluyen una vez inducida la falla.

6. Conclusiones

Del desarrollo de este trabajo puede concluirse lo siguiente:

Que existen en la ciudad múltiples inmuebles que, han sido testigos de la historia, cuya presencia a veces silenciosa y en otras tantas disonante, resulta de importancia para la configuración de este experimento sin fin, al que llamamos ciudad. Sería penoso y lamentable que los perdiéramos; más aún, a sabiendas del valor que estos representan. Evitar su desaparición implica integrarlos a las dinámicas urbanas y sociales contemporáneas, en conocimiento de los factores que detonaron su construcción, así como aquellos en los que actualmente se ven envueltos.

Que el uso y elección de materiales para la construcción deben acompañarse de una comprensión de los mismos. Su uso exitoso en el campo de la ingeniería civil, con la construcción de puentes y cubiertas de gran claro, se debe en buena parte a que el tipo de sollicitaciones mecánicas corresponden con la resistencia de los mismos. Su uso para construcciones pequeñas y medianas, no conlleva a una verdadera ganancia. Emplearlos para la construcción de elementos estructurales colados en sitio, no aporta mayores ventajas respecto al uso de concretos convencionales en elementos sujetos a flexión, o en zonas de alta sismicidad.

Finalmente, vale la pena poner en tela de juicio, si el desarrollo de edificaciones con materiales cuyas propiedades físicas (envueltas en el abanico de las múltiples variables inherentes al proceso de diseño) los harán durar largos periodos de tiempo (cincuenta años) logren adaptarse a los *modos de habitar* y a las dinámicas propias de los contextos urbanizados en las que dichas construcciones estarán inmersas.



7. Bibliografía

- Fiche Techniques Tome 2 . Les bétons. Fabrication et mise en œuvre. COLLECTION TECHNIQUE CIMBÉTON (2013).
- Bétons Fibres à Ultra-Haut Performances, Recommandations provisoires 2002. AFGC-Setra (Service d'études techniques des routes et autoroutes) (2002).
- Bétons Fibres à Ultra-Haut Performances, Recommandations 2013. AFGC. (2013).
- Manual del constructor 2015. CEMEX. (2015).
- MORRELLION, LE ROY, SUTER. Comportement au Cisaillement des BFUP. HAL. (2011).
- PERLES P. Hormigón Armado Tomo I. Nobuko. (2011).
- MOBASHER B. Mechanics of fiber and textile reinforced cement composites. CRC Press. (2012).
- Fiche de Béton BPS. AFGC.DIOGEN, Donnes d'Impac pour l'Ouvrage de Genie Civil. (2005).
- GRANTHAM Michael G. Concrete Repair. Taylor & Francis Group. (2011).
- SABINS Gajanan. Green Building with Concrete, Sustainable Desig and Construction. Taylor & Francis Group- CRC Press. (2012).
- Concrete Industry Sustainability Performance Report. MPA The Concrete, on behalf of the Sustainable Concrete Forum. 8th report. (2014).
- GONZÁLEZ CUEVAS, ROBLES FERNÁNDEZ. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. Limusa. Cuarta edición (2011).
- ARNAL SIMÓN, BETANCOURT ZUÁREZ. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Trillas. Quinta edición (2005).
- SCHKOLNIK Raul, Por que no se puede cazar a un dodo. (1998).
- DEL CUETO J. I. Arquitectos españoles exiliados en México. UNAM Facultad de Arquitectura. (2014).
- GIL PECHARRAMON Julio. Historia de la Segunda República española, 1931-1936. (2002).
- CAPA, CHIM, TARO. La maleta mexicana: fotografías redescubiertas de la Guerra Civil Española. La fábrica editorial. Primera edición (2010).
- TORROJA Eduardo. Razón y ser de los tipos estructurales. CSIC. Octava edición. (1996).
- ANGERER Fred. Construcción Laminar, Elementos y estructuración. Editorial Gustavo Gili. Tercera edición. (1972).
- CATALANO Eduardo. Estructuras de superficies alabeadas. Editorial Universitario de Buenos Aires. (1962)
- LEHMANN Charles. Geometría analítica. Unión Tipográfica Editorial Hispano Americana. México. Reimpresión (1956).

Páginas:

- <http://www.infociments.fr>
- <http://www.afgc.asso.fr>
- <http://www.beton-vicat.fr>
- <https://hal.archives-ouvertes.fr>
- <http://www.lafarge.com/fr>
- <http://www.docomomoiberico.com>

8. Referencias

El material gráfico y fotografías usados en este documento fueron elaborados por el autor del mismo, principalmente en los capítulos referentes al análisis del inmueble y propuesta de intervención. Aquí la fuente del resto de las imágenes; su uso para este documento, no tiene otro fin que el académico.

- Img. 01 <http://www.rcnss.com/web/textpage.asp?idpage=48>
- Img. 02 <http://intranet.pogmacva.com/en/obras/42145>
- Img. 03 <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099/5306/Article12.pdf;jsessionid=AE18D458C2FE29C8D27844AB50228B87?sequence=6>
- Img. 04 <http://reyournal.com/post/el-dia-que-guernica-lloro/ver>
- Img. 05 <https://www.behance.net/gallery/25321803/Espacios-habitables-Actividad-1-Taller-composicion-2>
- Img. 06 La maleta mexicana: fotografías redescubiertas de la Guerra Civil Española. La fábrica editorial. Primera edición, 2010. Fotografía de Chim.
- Img. 07 La maleta mexicana: fotografías redescubiertas de la Guerra Civil Española. La fábrica editorial. Primera edición, 2010. Fotografía de CAPA.
- Img. 08 http://docomomoiberico.com/index.php?option=com_k2&view=item&id=1060:proyecto-de-chalet-en-la-ria-del-pasaje&lang=es
- Img. 09 http://docomomoiberico.com/index.php?option=com_k2&view=item&id=1060:proyecto-de-chalet-en-la-ria-del-pasaje&lang=es
- Img. 10
- | | |
|------------|---|
| Candela | DEL CUETO Juan Ignacio. Arquitectos españoles exiliados en México. UNAM Facultad de Arquitectura, 2014. |
| De la Jara | DEL CUETO Juan Ignacio. Arquitectos españoles exiliados en México. UNAM Facultad de Arquitectura, 2014. |
| Caridad | DEL CUETO Juan Ignacio. Arquitectos españoles exiliados en México. UNAM Facultad de Arquitectura, 2014. |
| Robles | DEL CUETO Juan Ignacio. Arquitectos españoles exiliados en México. UNAM Facultad de Arquitectura, 2014. |
| Bilbao | http://www.urbipedia.org/index.php?title=Tom%C3%A1s_Bilbao |
- Img. 11 Dibujo original deL Arq. Eduardo ALARCÓN, imagen intervenida por Axayacatl SÁNCHEZ.
- Img. 13 Fotografía de "", proporcionada por el Arq. Luis Manuel CHACÓN.
- mg. 17 Dibujo original del Arq. Luis Manuel CHACÓN, imagen intervenida por Axayacatl SÁNCHEZ.

- mg. 18 Dibujo original del Arq. Luis Manuel CHACÓN, imagen intervenida por Axayacatl SÁNCHEZ.
- Img. 27
- Belidor http://www.wikiwand.com/ca/Bernard_Forest_de_Belidor
<http://www.gettyimages.com/detail/news-photo/title-page-of-architecture-hydraulique-by-bernard-forest-de-news-photo/113490414>
- Smeaton https://en.wikipedia.org/wiki/John_Smeaton#/media/File:John_Smeaton.jpg
- Vicat <http://alchetron.com/Louis-Vicat-1113484-W#demo>
- Aspdin <http://www.intriguing-history.com/patent-for-portland-cement/>
- Lafarge <https://www.geni.com/people/L%C3%A9on-de-PAVIN-de-LAFARGE/6000000006755472231>
- Lebrun https://fr.wikipedia.org/wiki/Fran%C3%A7ois-Martin_Lebrun
- Lambot <http://victoryepes.blogs.upv.es/2014/12/17/la-barca-de-lambot-el-antecesor-del-hormigon-armado/>
<http://historiaparanodormiranhell.blogspot.mx/2016/03/1942-fortalezas-navales-1-parte.html>
- Coignet https://en.wikipedia.org/wiki/Fran%C3%A7ois_Coignet#/media/File:Francois_Coignet2.png
http://www.wikiwand.com/fr/Maison_de_Fran%C3%A7ois_Coignet
- Monier https://en.wikipedia.org/wiki/Joseph_Monier#/media/File:Joseph_Monier.jpg
<http://www.arch.mcgill.ca/prof/sijpkcs/abc-structures-2005/concrete/timeline-2009-version.html>
- Hennebique http://www.cehopu.cedex.es/hormigon/fichas/img_ficha.php?id_img=106
<https://es.pinterest.com/pin/413346072026376484/>
- Img. 28 http://www.cehopu.cedex.es/hormigon/temas/C42.php?id_tema=79
- Img. 29 TORROJA Eduardo. Razón y ser de los tipos estructurales. CSIC. Octava edición, 1996.
- Img. 30 <http://www.concretecentre.com/Concrete-Design/Environmental-Assessment/Green-Guide-to-Specification.aspx?feed=96acc294-3dbe-4b54-9763-6af751e47a25>
- Img. 31 <http://www.concretecentre.com/Concrete-Design/Environmental-Assessment/Green-Guide-to-Specification.aspx?feed=96acc294-3dbe-4b54-9763-6af751e47a25>
- Img. 32 SABINS Gajanan. Green Building with Concrete, Sustainable Design and Construction. Taylor & Francis Group- CRC Press, 2012.
- Img. 33 SABINS Gajanan. Green Building with Concrete, Sustainable Design and Construction. Taylor & Francis Group- CRC Press, 2012.

- Img. 34 <http://www.ab-engineering.fr/pont-republique-montpellier>
 Img. 35 Béton fibré à ultra-hautes performances. Holcim, 2014.
 Img. 36 MOBASHER B. Mechanics of fiber and textile reinforced cement composites. CRC Press, 2012.
 Img. 37 MOBASHER B. Mechanics of fiber and textile reinforced cement composites. CRC Press, 2012.
 Img. 38 <http://www.xtreee.eu/projects/>
 Img. 39 <http://www.xtreee.eu/projects/>
 Img. 40 <http://www.xtreee.eu/projects/>
 Img. 41 MOBASHER B. Mechanics of fiber and textile reinforced cement composites. CRC Press, 2012.
 Img. 42 MOBASHER B. Mechanics of fiber and textile reinforced cement composites. CRC Press, 2012.
 Img. 43 <http://www.lafarge.com/en/france-marseille-setting-sail-once-more-mucem>
 Img. 44 <http://www.ductal.com/en/architecture/shawnessy-station>
 Img. 45 <http://www.ductal.com/en/architecture/shawnessy-station>
 Img. 53 TORROJA Eduardo. Razón y ser de los tipos estructurales. CSIC. Octava edición, 1996.
 Img. 54 TORROJA Eduardo. Razón y ser de los tipos estructurales. CSIC. Octava edición, 1996.
 Img. 68.
- | | |
|------------|--|
| Freyssinet | http://www.ecured.cu/Eugene_Freyssinet
http://www.explorations-architecturales.com/data/new/ficheSimple_90.htm |
| Dischinger | http://www.linkapedia-civilengineering.com/topics/civil-engineering/franz-dischinger/44929862
http://www.wikiwand.com/de/Kohlrabizirkus |
| Torroja | http://www.urbipedia.org/index.php?title=Eduardo_Torroja_Miret
http://blogdeljuego.es/noticias/premio-cimera-hipodromo-zarzuela/ |
| Lafaille | http://www.notre-dame-royan.com/expositions/notre-dame-le-symbole-de-royan/lafaille-et-sarger-ingenieurs-de-notre-dame/
http://baguetteshandlebarsdiscoverfrance.com/family-days-out-in-royan-charente-maritime/ |
| Nervi | https://it.wikipedia.org/wiki/Pier_Luigi_Nervi#/media/File:PNervi1.jpg |
| Candela | http://www.archdaily.mx/mx/626588/feliz-cumpleanos-felix-candela |
| Isler | http://www.theguardian.com/theguardian/2009/aug/24/obituary-heinz-isler
https://safetythird.wordpress.com/2011/04/18/heinz-isler-ice-structures/ |
| Bini | http://www.binisystems.com/dantebini.html |

9. Anexos

9.1. Patologías del concreto

Carbonatación

Según lo refiere Michael G. Grantham La carbonatación en el concreto es un proceso lento e inherente a él, pues -condicionado por su composición química- el concreto presenta cierto nivel de carbonatación. El proceso se ve acelerado en presencia de dióxido de carbono ambiental, que al disolverse en agua forma ácido carbónico, un ácido débil, que como tal, no tiene la fuerza necesaria para atacar las pastas cementantes del concreto, sin embargo, al reaccionar con los iones hidroxilos del concreto (hidróxido de calcio), tiende a hacerle perder alcalinidad, siendo un subproducto de esta reacción carbonato de calcio. A medida que la carbonatación progresa, el concreto disminuye sus niveles pH, exponiendo el acero de refuerzo a corrosión (el ambiente alcalino propio de un concreto *saludable*, protege al acero embebido en él, impidiendo la formación de óxidos).

Se presenta en elementos estructurales con capas de protección pobres, aunque puede darse por igual en elementos cuyas armaduras de refuerzo no se encuentran confinadas correctamente en su interior. Esta reacción dependen en gran medida de la porosidad del concreto: mayor porosidad permite una intrusión más rápida de ácido carbónico, por ende la conexión de los poros de la superficie hasta las zonas donde se encuentra confinado el acero.

Algunas causas de esta patología son cantidades bajas de cemento en las mezclas, alto contenido de agua respecto al cemento, o un fraguado inadecuado del concreto. Algunos métodos para su detección y diagnóstico son la aplicación de soluciones de fenolftaleína, compuesto que reacciona tiñendo las áreas afectadas o bien, por análisis petrográficos.

Ataque por cloruros

La presencia de cloruros es normal en el concreto debido a la naturaleza de los ingredientes con que es elaborado (principalmente presentes en el agua y bajo ciertas circunstancias en los áridos). Estos iones, no representan un verdadero riesgo para el concreto en bajas concentraciones; es decir, un 0.2% respecto a la masa de cemento. Cuando esta concentración iguala o sobrepasa el 0.4%, la amenaza se hace latente, provocando la corrosión de armaduras metálicas embebidas en el concreto (Grantham, 2011).

A demás de los agregados, los cloruros pueden ser ambientales, estando presentes en zonas costeras, o bien en entornos con altas concentraciones de humedad.

Ataque por sulfatos

Esta patología se presenta en elementos expuestos de manera prolongada a suelos o entornos con altas concentraciones de sales sulfatadas. Entre ellas, prevalecen las sales de sodio, potasio y magnesio. Estas sales reaccionan con el aluminato tricálcico del concreto (C3A), propiciando la formación de cristales de etringita (trisulfoaluminato de calcio). La etringita es uno de los productos hidratación del cemento; sin embargo, en grandes concentraciones propicia la aparición de otros compuestos, causando ruptura del concreto y la exposición y corrosión de armaduras de refuerzo (Grantham, 2011).

Agrietamiento por contracción

Es causado por la inclusión de agregados que contengan materia intemperada en forma de arcillas minerales. Estas arcillas reaccionan de manera muy similar a arcillas convencionales, dilatándose o contrayéndose al menor estímulo del agua. Estas variaciones volumétricas (inofensivas en apariencia), son responsables de la aparición de patrones de grietas aleatorios en la superficie del concreto (Grantham, 2011).

Si bien estas grietas no suponen un riesgo que implique la falla estructural de los elementos que afectan, comprometen su durabilidad al volver al concreto más susceptible a ataques químicos.

Agrietamiento congelamiento y deshielo

Esta patología se presenta en estructuras expuestas en entornos tales que las bajas temperaturas propician la formación de estratos de escarcha o nieve sobre las mismas. Las variaciones de temperatura y humedad provocadas en el concreto por la formación y posterior deshielo de los cristales de agua, inducen variaciones volumétricas en el concreto, propiciando la aparición de grietas y fisuras que permiten la contaminación de su núcleo, así como la corrosión de las armaduras de refuerzo; en casos extremos, esta patología puede provocar la falla del elemento (Grantham, 2011). Entre las estrategias empleadas para su prevención se encuentra la intrusión de partículas de aire en la mezcla. Una vez fraguado el concreto, las cavidades formadas por el aire le permiten disipar las variaciones volumétricas inducidas en él, sin comprometer su integridad estructural.

9.2. Normatividad

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

1.5.1. Concreto.

- Clase 1 Concretos con peso volumétrico en estado fresco superior a los 22 kN/m^3 (2.2 T/m^3), elaborados con arenas andesíticas y agregados gruesos tales como piedra caliza y basalto, con un peso específico superior a los 2600 kg/m^3 . El f_c' igual a mayor a 25 MPa (250 kg/cm^2).
- Clase 2 Concretos con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m^3 (1.9 y 2.2 T/m^3), elaborados con arena andesítica y gravillones andesíticos cuyo peso volumétrico no supere los 2300 kg/m^3 . El f_c' inferior a 25 MPa (250 kg/cm^2), pero no menor a 20 MPa (200 kg/cm^2). Se admiten factores $f_c' = 15 \text{ MPa}$ (150 kg/cm^2) si se garantizan los recubrimientos mínimos requeridos.

Para concretos con factores de resistencia $f_c' \geq 40 \text{ MPa}$ (400 kg/cm^2), se recomienda consultar el *Capítulo 11. Concretos de alta resistencia.*

4. Diseño por durabilidad

Tipo de exposición Ambiental

- A1 Para estructuras construidas en ambientes y suelo no agresivos, aunque ameriten la protección de elementos en contacto directo con el suelo con membranas impermeables.
- A2 Estructuras construidas en ambientes y suelo no agresivos, sin protección adicional.

- B1 Estructuras construidas en entornos ligeramente agresivos, donde los elementos estén sujetos a humedecimiento y secado repetido, o bien en contacto con agua dulce (agua dura).
- B2 Estructuras construidas en entornos y suelo agresivos, donde los elementos estén en contacto con agua dulce (suave), o bien, estén en contacto con corrientes de agua dulce o agua dulce a presión (agua dura).
- C Estructuras sometidas a humedecimiento y secado continuo
- D En estructuras expuestas a entornos y suelos altamente agresivos, donde los elementos estén en contacto con agua dulce corriente o a presión (agua suave). Esta clasificación atiende también al resto de formas de exposición no contempladas en las anteriores.

Los concretos A son aquellos curados en condiciones de temperatura y presión ambiental continuas durante al menos 3 días a partir del colado.

Los concretos B y C son aquellos curados en condiciones de temperatura y presión ambiental continuas durante al menos 7 días a partir del colado.

Exposición	f_c'
A1	200Kg/cm ² (20MPa)
A2	200Kg/cm ² (20MPa)
B1	200Kg/cm ² (20MPa)
B2	250Kg/cm ² (25MPa)
C	500Kg/cm ² (50MPa)

11. Concretos de alta resistencia

Definiendo como alta resistencia aquella cuyo factor f_c' está comprendido entre los 40MPa (400kg/cm²) y los 70MPa (700kg/cm²). El uso de concretos con valores superiores se permite si se logra comprobar que estos son dúctiles y resistentes acorde con la zona sísmica de la construcción.

Eurocodigo 2/Norma NF -EN- 206-1

Clasificación según el tipo de exposición

Exposiciones más comunes

- XO Sin riegos de corrosión y/o ataques químicos o ambientales
- XC Corrosión inducida por carbonatación
 - XC1 Elementos permanente secos, o permanentemente húmedos
 - XC2 Elementos sujetos mayormente a humedad
 - XC3 Elementos expuestos a humedad moderada
 - XC4 Elementos expuestos a condiciones de humedad y secado alternadas
- XF Congelamiento y deshielo
 - XF1 Saturaciones de agua de moderadas sin agentes descongelantes
 - XF2 Saturaciones de agua de moderadas con agentes descongelantes
 - XF3 Saturaciones de agua de importancia sin agentes descongelantes
 - XF4 Saturaciones de agua de importancia con agentes descongelantes

Exposiciones especiales

- XS Corrosión unducida por cloruros de origen marino
 - XS1 Elementos espuestos la brisa marina o en contacto directo con el mar
 - XS2 Elementos sumergidos permanentemente
 - XS3 Elementos en ubicados en zonas de mareas, de proyección de aerosol marino
- XD Corrosión inducida por cloruros de origen distinto al marino, en presencia de agua
 - XD1 Elementos expuestos a humedad moderada
 - XD2 Elementos raramente en contacto con humedad
 - XD3 Elementos expuestos a condiciones de humedad y secado alternadas
- XA Ataques químicos
 - XA1 Elementos en entornos quimicamente poco agresivos
 - XA2 Elementos en entornos quimicamente agresivos
 - XA3 Elementos en entornos quimicamente muy agresivos

Clasificación por resistencia

Clase	fc'		Observaciones
	MPa	kg/cm ²	
C8/10	8	(80)	Concreto convencional
C12/15	12	(120)	Concreto convencional
C16/17	16	(160)	Concreto convencional
C20/25	20	(200)	Concreto convencional
C25/30	25	(250)	Concreto convencional
C30/37	30	(300)	Concreto convencional
C35/45	35	(350)	Concreto convencional
C40/50	40	(400)	Concreto de alta resistencia
C50/60	50	(500)	Concreto de alta resistencia
C55/67	55	(550)	Concreto de alta resistencia
C60/75	60	(600)	Concreto de alta resistencia
C70/85	70	(700)	Concreto de muy alta resistencia
C80/95	80	(800)	Concreto de muy alta resistencia
C90/105	90	(900)	Concreto de muy alta resistencia
C100/115	100	(1000)	Concreto de muy alta resistencia

Donde la primera cifra inmediada a C corresponde a la resistencia a la compresión de una probeta de concreto cilíndrica a veintiocho días de su elaboración. La segunda corresponde a una probeta elaborada con los mismos parámetros, con la salvedad de que la geometría de la pieza es un cubo. La resistencia en ambos casos es medida en mega Pascales (MPa).

Clasificación por consistencia

Consistencia	S1	S2	S3	S4	S5
Revenimiento (mm)	10-40	50-90	100-150	160-210	>220

9.3. Consideraciones de cálculo para concreto y acero

f_c'	=	resistencia nominal del concreto a compresión		
f_c^*	=	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión $f^* = 0.80f_c'$		
f_c''	=	resistencia nominal del concreto a compresión $f_c'' = 0.85f_c^*$		
f_s	=	esfuerzo del acero en condiciones de servicio		
f_y	=	esfuerzo específico de fluencia del acero; $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		
ϵ_{cu}	=	deformación unitaria máxima útil del concreto		
ϵ_s	=	deformación unitaria del acero;	$\epsilon_s \geq \epsilon_y \Rightarrow$	$f_s = f_y$
			$\epsilon_s < \epsilon_y \Rightarrow$	$f_s = E_s \epsilon_s$
E_s	=	módulo de Young del acero;	$E_s = 2 \times 10^6 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	
ϵ_y	=	deformación de fluencia del acero;	$\epsilon_y = 0.0021$	
β_1	=	Parámetro adimensional para esfuerzo máximo y promedio en la zona de compresión $f_c^* \leq 280.00 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta_1 = 0.85;$ $f_c^* > 280.00 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 0.65 \leq (\beta_1 = 1.05 - f_c^*/1400) \leq 0.85$		
β_2	=	Parámetro adimensional		
β_3	=	Parámetro adimensional de esfuerzo máximo a flexión		

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

Título Sexto. De la seguridad estructural de las construcciones. Art. 139.

- I. Grupo A Edificios que puedan contener explosivos o sustancias tóxicas, y cuyo funcionamiento es esencial en caso de emergencia urbana.
- II. Grupo B. Edificios de vivienda y edificaciones no contemplados en el grupo A.
 - a) B1 Edificios de más de 30m de altura o 6000m² de área total construida en zonas I y II o 15m de altura o 3000m² de área total construida en zona III.
 - a) B2 Las demás de este grupo.

Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

2. Acciones de diseño estructural

- a) Permanentes, aquellas que actúan de manera continua sobre la estructura cuya intensidad varía poco con el tiempo. Principales: cargas muertas y empuje estático del suelo.
- b) Variables, aquellas que varían significativamente con el tiempo. Principales: la carga viva; efectos de temperatura, así como acciones causadas por vibraciones, e impactos.
- c) Accidentales, acciones independientes al funcionamiento normal de la edificación que pueden alcanzar intensidades significativas en breves periodos de tiempo. Principales: viento, cargas provocadas por granizo, incendios, sismos y otros fenómenos.

3.4 Factores de carga

- a) $F_c = 1.4$ Para combinación de acciones comprendidas en el inciso 2.3a *Combinación de acciones*.
- $F_c = 1.5$ Para edificaciones del Grupo A.
- b) $F_c = 1.1$ Para combinación de acciones comprendidas en el inciso 2.3b *Combinación de acciones*. El factor se aplicará directamente a los efectos de todas acciones que intervengan.
- c) $F_c = 0.9$ Para acciones o fuerzas internas de efecto favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura. El valor mínimo probable de la acción será acorde a la *sección 2.2*.
- c) $F_c = 1.0$ Para la revisión de estados límites de servicio.

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

1.7 Factores de resistencia

- a) $F_r = 0.9$ para flexión.
- b) $F_r = 0.8$ para cortante y torsión.
- c) $F_r = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) Flexocompresión:
 - $F_r = 0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos de la sección 6.2.4, o con estribos que cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.b;
 - $F_r = 0.8$ cuando el elemento falle en tensión;
 - $F_r = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y
- e) $F_r = 0.7$ para aplastamiento

9.4. Catálogo de cargas

Muros pesados

Muro de block hueco (1.00m²)

CONCEPTO	CANT.	UD.	P.U.	UD.	P. (kg)
<u>Base</u>					
Block hueco de concreto 15*20*40	12.50	pzs	12.00	kg/pzs	150.00
Castillo de concreto armado 10*10 cada 70cm	0.014	m ³	2400.0	kg/m ³	33.600
Junta base mortero de cemento arena de 15mm	0.103	m ³	2000.0	kg/m ³	206.00
Escalerilla 15-2 a 2 ramas	5.820	m	0.384	kg/m	2.235
					391.835
<u>Acabado</u>					
Aplanado base mortero de 2cm	0.020	m ³	2000.0	kg/m ³	40.000
Aplanado base mortero de 2cm	0.020	m ³	2000.0	Kg/m ³	40.000
Sellador para block	0.470	kg	1.000	-	0.470
					80.470
			Pesto total		<u>472.305</u>

Muros ligeros

Muro de tablaroca STC 40 con bastidor metálico de 9.20 (1.00m²)

CONCEPTO	CANT.	UD.	P.U.	UD.	P. (kg)
Tablero de yeso de 15.9mm	2.10	m ²	11.00	kg/m ²	23.10
Canal amarre USG cal.22 (3 5/8"-9.2cm)	0.90	m	0.860	kg/m	0.774
Poste metálico USG cal.26 (3 5/8"- 9.2cm)	2.00	m	1.640	kg/m	3.280
Tornillo tipo S-1 o Tek Broca	24.00	pzs	0.001	kg/pzs	0.024
Tornillos framer	10.00	pzs	0.001	kg/pzs	0.010
Compuesta para juntas premezclado	1.80	kg	1.000	-	1.800
				Pesto total	<u>28.988</u>

Muro de Durock USG con bastidor metálico 9.20 (1.00m²)

CONCEPTO	CANT.	UD.	P.U.	UD.	P. (kg)
Tablero de durcok de 13mm	1.05	m ²	13.25	kg/m ²	13.913
Tablero de durcok de 13mm	1.05	m ²	11.00	kg/m ²	11.550
Membrana impermeable Tyvek	1.20	m ²	0.205	kg/m ²	0.246
Canal amarre USG cal.22 (3 5/8"-9.2cm)	0.90	m	0.860	kg/m	0.774
Poste metálico USG cal.26 (3 5/8"- 9.2cm)	2.70	m	1.640	kg/m	4.428
Tornillo tipo Tek Broca de 1"	12.00	pzs	0.001	kg/pzs	0.012
Tornillo tipo DS 1 1/4"	18.00	pzs	0.001	kg/pzs	0.018
Tornillos framer	10.00	pzs	0.001	kg/pzs	0.010
Compuesta para juntas REDIMIX	1.80	Kg	1.000	-	1.800
Cinta de refuerzo PERFACINTA	1.10	m	0.000	-	0.000
Cemento flexible BASECOAT marca USG DURCOCK	3.80	kg	1.000	-	3.800
Cemento flexible BASEFLEX marca USG DURCOCK	4.10	kg	1.000	-	4.100
Cemento flexible BASEFLEX marca USG DURCOCK	5.60	kg	1.000	-	5.600
				Pesto total	<u>46.251</u>

Plafón corrido de tablaroca

CONCEPTO	CANT.	UD.	P.U.	UD.	P. (kg)
Tablero de yeso de 12mm	1.05	m ²	11.600	kg/m ²	12.180
Canaleta de carg USG 4.10	1.30	m	0.330	kg/m	0.429
Canaleta listón USG. cal.26 de 6.35	2.00	m	0.370	kg/m	0.740
Angulo de amarre USG cal.26	1.00	m	0.190	kg/m	0.190
Tornillo tipo S-1 o Tek Broca	12.00	pzs	0.001	kg/pzs	0.012
Tornillos framer	5.00	pzs	0.001	kg/pzs	0.005
Compuesta para juntas premezclado	0.90	kg	1.000	-	0.900
Cinta de refuerzo PERFACINTA	1.10	m	0.000	-	0.000
Clavos con angulos premontados	2.00	pzs	0.001	kg/pzs	0.002
Alambre galvanizado no.12	0.30	kg	1.000	kg	0.300
Alambre galvanizado no.16	0.20	kg	1.000	kg	0.200
				Pesto total	<u>14.958</u>

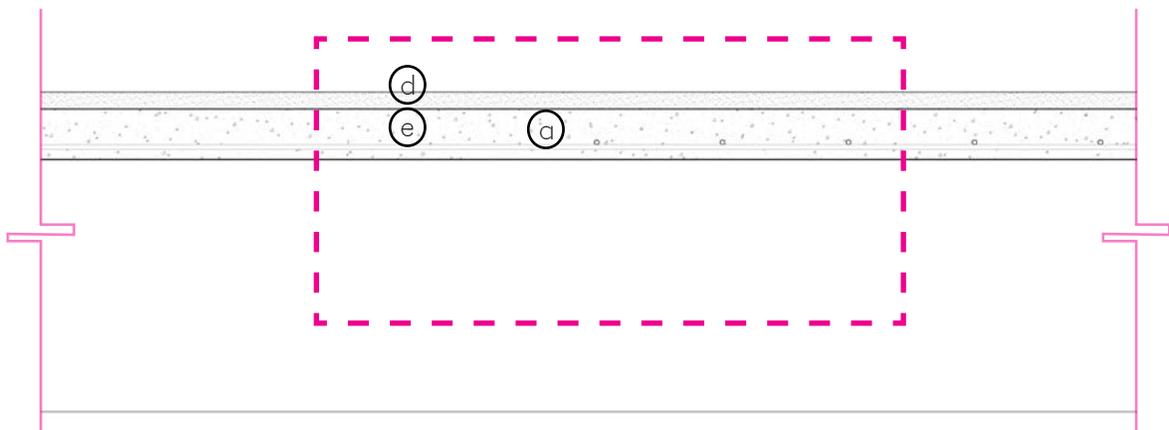
Celosia de concreto 1.40*2.80m

CONCEPTO	CANT.	UD.	P.U.	UD.	P. (kg)
<u>Base</u>					
Pieza de concreto prefabricada 20x20cm	98.00	pzs	1.700	kg/pzs	166.60
Junta base mortero de alta adherencia	0.010	m ³	2000.0	kg/m ³	19.600
Acero de refuerzo	16.80	m	0.560	kg/m	9.408
Marco de soleras de acero 2"x3/8"	14.00	m	1.270	kg/m	17.780
Perfil de acero PTR 4"*2"*0.125"	5.600	m	4.590	kg/m	25.704
			Peso total		239.092
			Pesto metro lineal		<u>170.780</u>

Losas

Losa tapa de cimentación, incluye acabados (1.00m²)

CONCEPTO	CANT.	UD.	P.U.	UD.	P. (kg)
<u>ESTRUCTURA</u>					
a) Losa de concreto armado	0.150	m ³	2400.0	kg/m ³	360.00
b) Imperfecciones de fábrica	-	-	31.56	kg	31.560
					391.56
					391.56
<u>ACABADOS</u>					
d) Piso de mármol de 10mm de espesor	0.010	m ³	3000.0	kg/pzs	30.000
e) Adhesivo para mármol, 30mm de espesor	0.030	m ³	2000.0	kg/m ³	60.000
					90.000
<u>OTROS</u>					
p) Instalaciones	-	-	25.00	kg	25.00
					25.00
			Carga muerta total		<u>506.560</u>



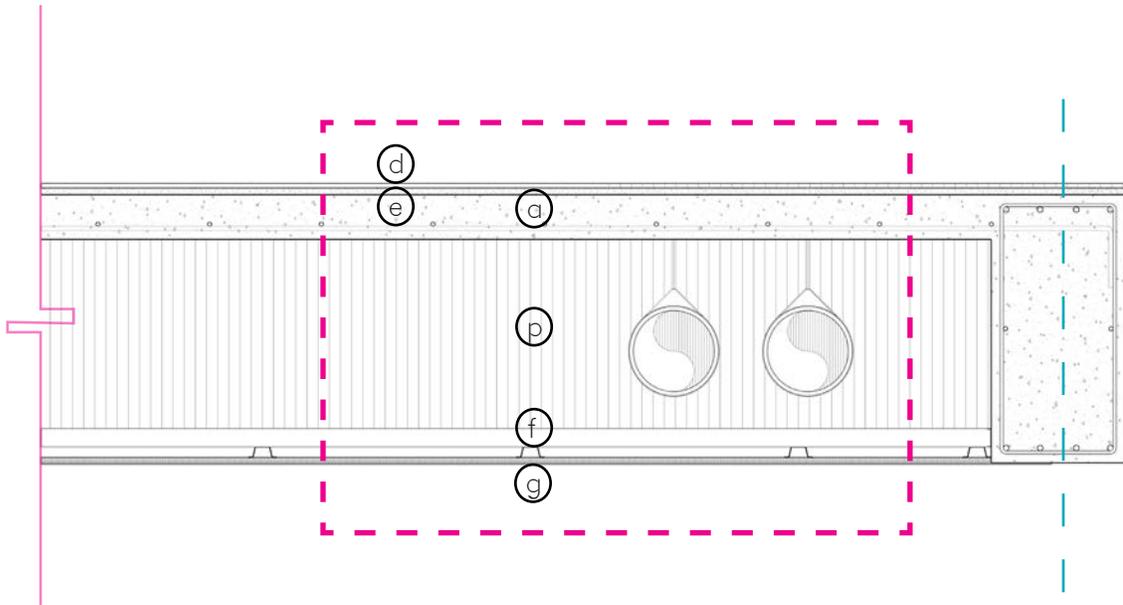
Img. 118. Detalle de losa de tapa

Entrepiso habitacional base losa de concreto maciza, incluye acabados (1.00m²)

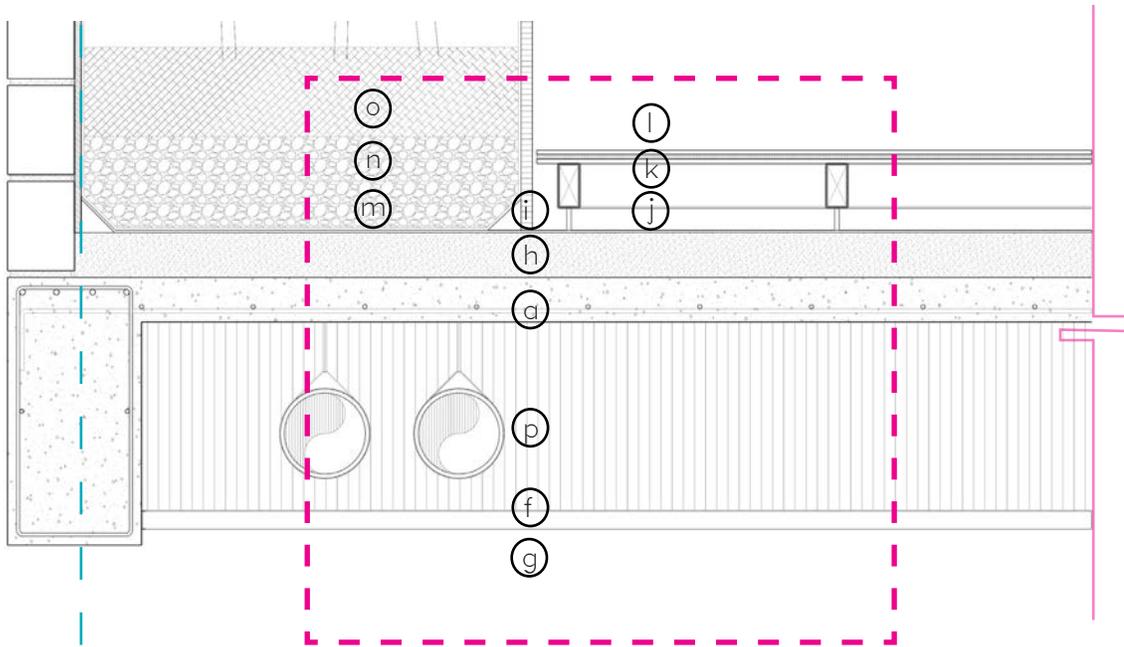
CONCEPTO	CANT.	UD.	P.U.	UD.	P. (kg)
<u>ESTRUCTURA</u>					
a) Losa de concreto armado	0.150	m ³	2400.0 kg/m ³		360.00
b) Imperfecciones de fábrica	-	-	31.56 kg		31.560
					391.56
<u>ACABADOS</u>					
d) Piso de mármol de 10mm de espesor	0.010	m ³	3000.0 kg/pzs		30.000
e) Adhesivo para mármol, 30mm de espesor	0.030	m ³	2000.0 kg/m ³		60.000
f) Plafón tablaroca	1.000	m ²	14.96 kg/m ²		14.958
					104.958
<u>OTROS</u>					
p) Instalaciones	-	-	25.00 kg		25.00
					25.00
			Peso total		<u>521.518</u>

Entrepiso de azotea base losa de concreto maciza, incluye acabados (1.00m²)

CONCEPTO	CANT.	UD.	P.U.	UD.	P. (kg)
<u>ESTRUCTURA</u>					
a) Losa de concreto armado	0.150	m ³	2400.0 kg/m ³		360.00
b) Imperfecciones de fábrica	-	-	31.56 kg		31.560
					391.56
<u>ACABADOS</u>					
f) Plafón de tablaroca	1.000	m ²	14.96 kg/m ²		14.96
g) Tirol fino de 3mm de espesor	0.003	m ³	2000.0 kg/m ³		6.000
					20.96
<u>IMPERMEABILIZACIÓN + VEGETACIÓN</u>					
h) Relleno fluido f'c 100kg/cm ²	0.075	m ³	1900.0 kg/m ³		142.50
i) Sellador base agua	1.000	-	5.00 kg/m ²		5.000
j) Imp. base membrana vulcanizada	0.900	m ²	0.55 kg/m ²		0.495
k) Subestructura base perfiles OR de 2*4**0.125"	3.300	m	7.12 kg/m		23.496
l) Deck PVC de 2.20*0.14*0.025 cm	3.110	pzs	5.940 kg/pzs		18.473
m) Geotextil	0.500	m ²	5.000 kg/m ²		2.500
n) Hormigón 1/4- 1/2"	0.050	m ³	2450.0 kg/m ³		122.500
o) Tierra de hojas	0.150	m ³	19.00 kg/m ³		2.850
					317.814
<u>OTROS</u>					
p) Instalaciones	-	-	25.00 kg		25.00
					25.00
			Peso total		<u>755.334</u>



Img. 119. Detalle de losa de entrapiso



Img. 120. Detalle de losa de azotea

9.5. Tableros de entrepiso

Método simplificado de Marcus

Variables

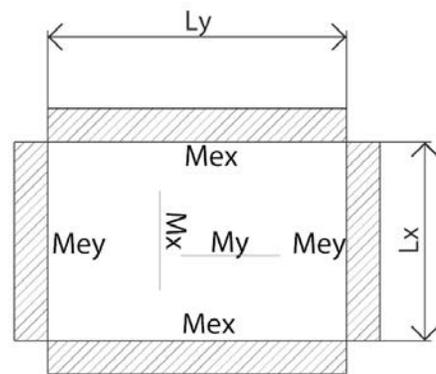
L_y	3.00	m	$E = L_y/L_x$
L_x	3.00	m	$K = L_y * L_x * w$
w_a	1030.00	kg/m ²	
w_{pu}	1280.00	kg/m ²	
w_{az}	1410.00	kg/m ²	

Factores de momento

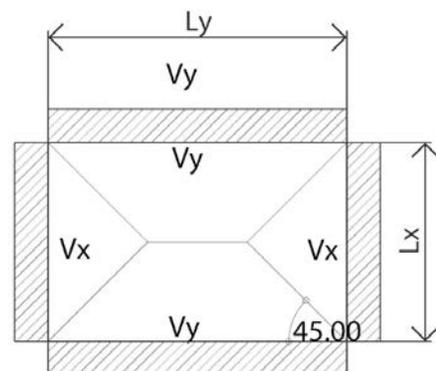
E	1.00	1.50	
m_x	55.70	48.0	$M_x = K * m_x$
m_y	55.70	108.20	$M_y = K * m_y$
m_{ex}	24.00	21.50	$M_{ex} = -K * m_{ex}$
m_{ey}	24.00	38.00	$M_{ey} = -K * m_{ey}$

Factores de cortante

E	1.00	1.50	
v_x	0.25	0.167	$V_x = K * v_x$
v_y	0.25	0.333	$V_y = K * v_y$



Img. 121



Img. 122

Momentos por tablero (kgm)

	Hb	Pu	Az	Hb	Pu	Az
E= 1.00				E-1.50		
Mx	166.43	206.82	227.83	284.06	355.78	435.94
My	166.43	206.82	227.83	126.02	157.83	193.39
Mex	-386.25	-480.00	-528.75	-634.19	-794.30	-973.26
Mey	-386.25	-480.00	-528.75	-358.82	-449.41	-550.66

Momentos en equilibrio (kgm)

	Hb	Pu	Az	Hb	Pu	Az
E= 1.00				E-1.50		
Mx	166.43	206.82	227.83	284.06	355.78	435.94
MEy	158.19	197.64	234.40	131.50	163.95	189.01
Mex	-386.25	-480.00	-528.75	-634.19	-794.30	-973.26
MEyW	-369.78	-461.64	-541.89	-369.78	-461.64	-541.89
Mey	-386.25	-480.00	-528.75	-358.82	-449.41	-550.66

Cortantes (kg)

	Hb	Pu	Az	Hb	Pu	Az
E= 1.00				E-1.50		
Vx	2317.50	2880.00	3172.50	2277.05	2851.94	3178.85
Vy	2317.50	2880.00	3172.50	4540.46	5686.81	6338.66

Hb = Tablero en placa habitacional

Pu = Tablero en placa semipública

Az = Tablero en placa de azotea

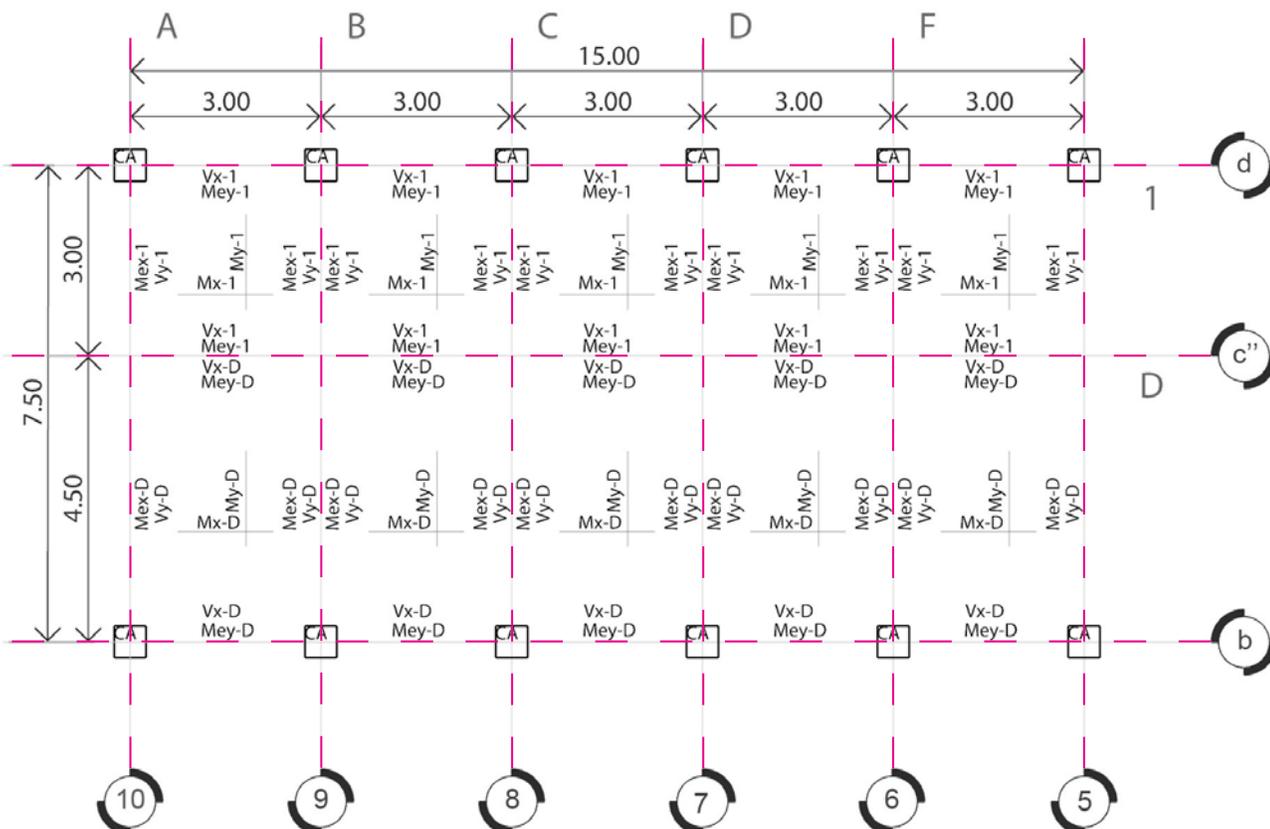
Considerando los esfuerzos para el predimensionamiento de vigas de concreto; $W=Vn/L$

W = Carga uniforme distribuida

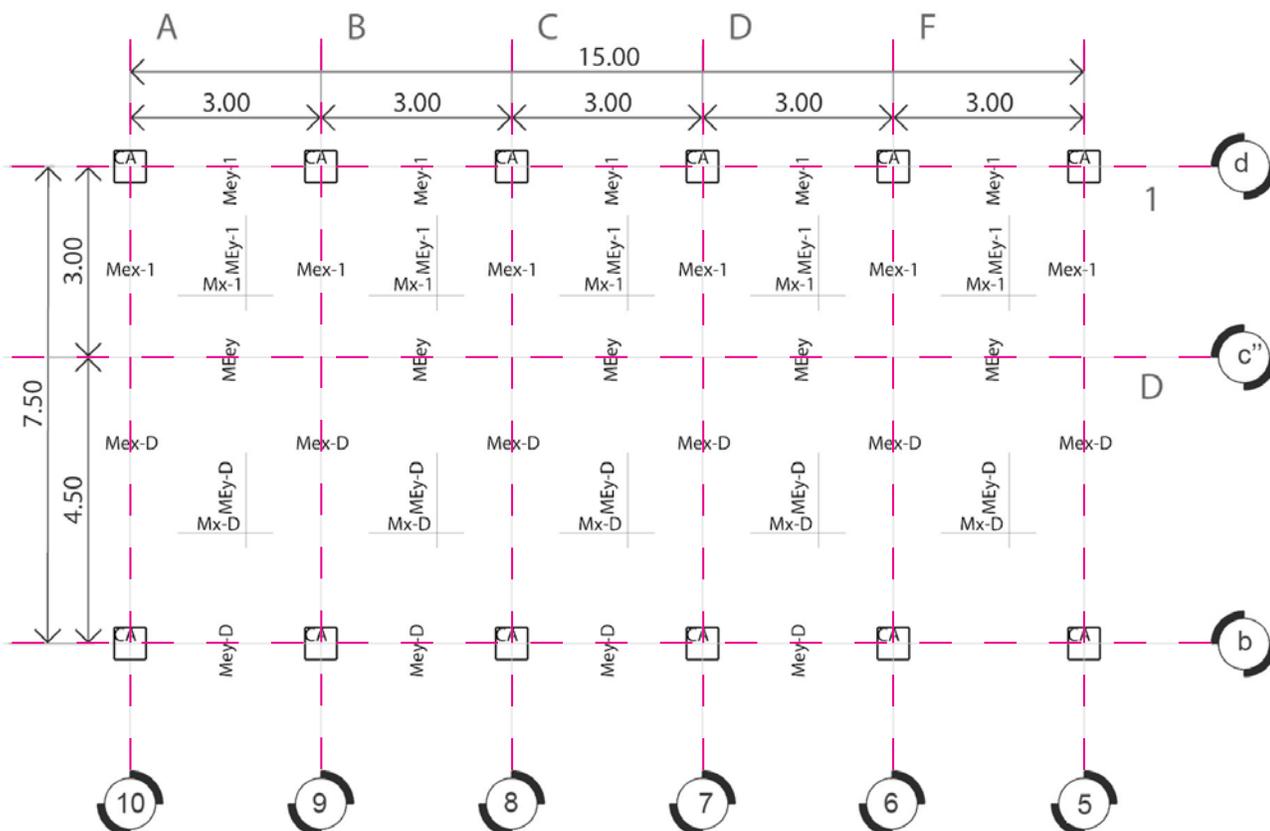
Vn = Esfuerzo cortante al que se encuentra sometida la trabe

L = Longitud de viga

Nota: Para traveses perimetrales se considera una carga uniforme adicional a la ya obtenida de 1180.00kg/m, correspondiente al muro envolvente de block hueco de concreto.



Img. 123. Distribución de momentos y cortantes, planta tipo.



Img. 124. Distribución de momentos en equilibrio, planta tipo.

9.6. Sismo

Cargas por nivel

	W (kg)	W_D (kg)	W_E (kg)	W_i (kg)	W_i (T)
N1	91507.500	54013.500	41616.00	187137.000	187.137
N2	73507.500	53526.000	37008.00	164041.500	164.042
N3	73507.500	53526.000	37008.00	164041.500	164.042
A	105224.625	21375.000	163607.625	163.608	163.608
			Σ	<u>678827.625</u>	<u>678.828</u>

W_i = Peso total del i-ésimo nivel

$$W_i = W_A + W_E + W_D$$

W = carga correspondiente a nivel considerando W_a

A = área de la placa

W_E = peso correspondiente a elementos estructurales

W_D = peso correspondiente a elementos divisorios

Factores para sismo para suelo tipo IIIa

Q	c	a_0	T_a	T_b	r
3	0.4	0.1	0.53	1.8	2

Donde

- c = coeficiente sísmico
- a_0 = ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, cuanto $T=0$
- T = periodo natural de vibración de la estructura
- T_a, T_b = periodos característicos de los espectros de diseño
- r = exponente en las expresiones para cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño

Reducción de coeficientes sísmico y obtención de fuerzas sísmicas

$cs = C/Q$

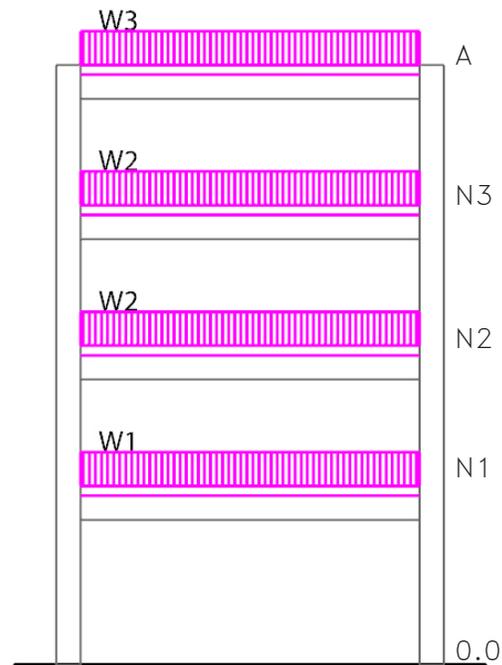
Recalculando periodo

$Q' = 1 + [(T/T_a)^r(Q-1)]$
 $c' = \{a_0 + [(c-a_0)^r(T/T_a)^r]\} / Q'$

$V_x = \sum W_i * c'$
 $F_i = (W_i h_i * V_x) / (\sum W_i * h_i)$
 $V_i = F_i + [F_{(i-1)}]$

	Fi (T)	Vi (T)
N1	11.681	90.381
N2	18.274	78.700
N3	26.303	26.303
A	34.123	34.123

- V_x = Cortante en la base
- h_i = Altura de nivel, desde el nivel de 0.0
- F_i = Fuerzas actuante por nivel
- V_i = Cortante sísmico horizontal actuante en el centro de masa del i-esimo nivel

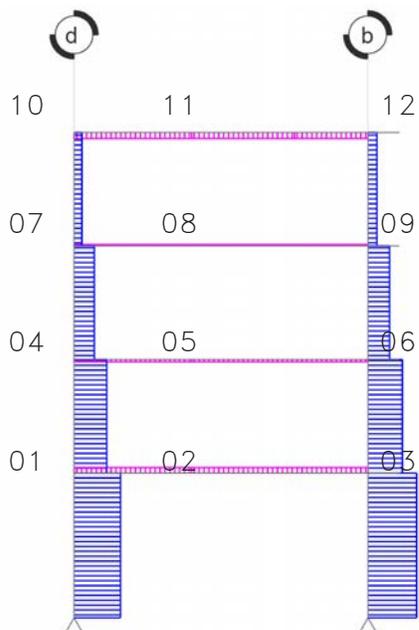


Img. 125. Corte esquemático, distribución de cargas en el edificio.

9.7. Diagramas

Desarrollados con ayuda Ftool versión 3.00

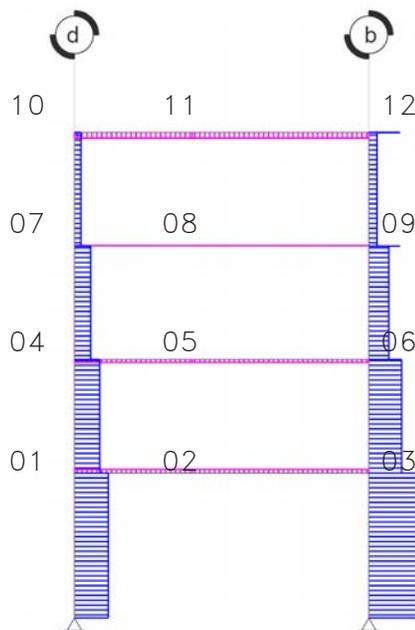
Modelo sujeto únicamente a efectos por la fuerza de gravedad.



Fuerzas axiales A

	z	x
01		-35.14
02	4.15	
03		-36.71
04		24.63
05	-1.68	
06		-25.96
07		-15.31
08	1.09	
09		-16.34
10		-5.97
11	-4.89	
12		-6.73

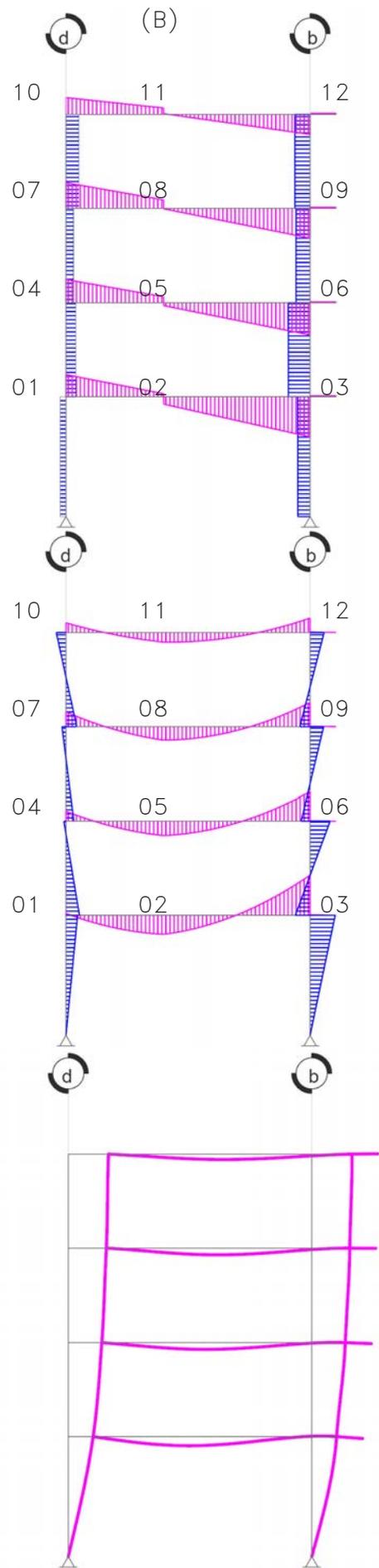
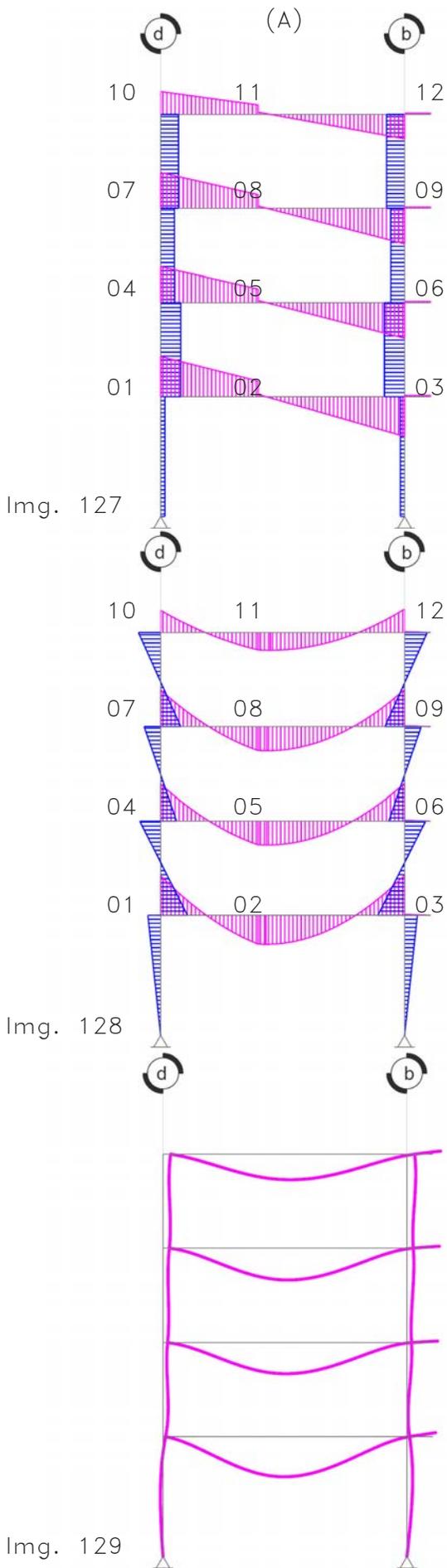
Modelo sujeto efectos por la fuerza de gravedad y sismo.



Fuerzas axiales B

	z	x
01		-28.79
02	3.00	
03		-43.05
04		-21.73
05	-2.68	
06		-28.86
07		-14.11
08	0.31	
09		-17.54
10		-5.60
11	-5.11	
12		-7.10

Img. 126



Cortante A "V"

	z	x
01	10.50	-1.10
02	4.80/0.58	
03	-10.41	1.10
04	9.33	-5.25
05	3.57/0.57	
06	-9.28	5.25
07	9.34	-3.58
08	3.58/0.58	
09	-9.27	3.58
10	5.97	-4.66
11	2.58/0.58	
12	-6.39	54.66

Cortante B "V"

	z	x
01	7.06	2.27/-3.03
02	0.64/-2.86	
03	-13.85/0.34	4.48/7.48
04	7.62	-3.03/-2.35
05	1.86/-1.14	
06	-10.98/0.34	7.48/4.8
07	8.51	-2.35/-4.21
08	2.75/-0.25	
09	-10.10/0.34	4.80/5.11
10	5.60	-4.21
11	2.10/0.20	
12	-6.76/0.34	5.11

Momento A "m"

	z	x
01	-12.64	-4.08/8.57
02	9.30	
03	-12.88	-8.53/4.08
04	-11.75	-6.67/5.09
05	7.85	
06	-12.03	-5.05/6.71
07	-11.71	-5.29/6.43
08	7.74	
09	-11.88	-6.28/5.33
10	-7.10	-7.10
11	5.88	
12	-7.51	7.24

Momento "m"

	z	x
01	-0.26	8.41/8.15
02	11.82	
03	-25.78	16.5/-8.95
04	-5.36	-0.64/4.73
05	8.86	
06	-18.42	12.72/-5.41
07	-8.61	-2.09/6.52
08	8.28	
09	-14.99	8.52/-6.20
10	-5.870	-5.70
11	5.85	
12	-8.90	8.63

Reacciones A
EJE

	z	x
H'	35.14	1.10
K	36.71	1.10

Reacciones B
EJE

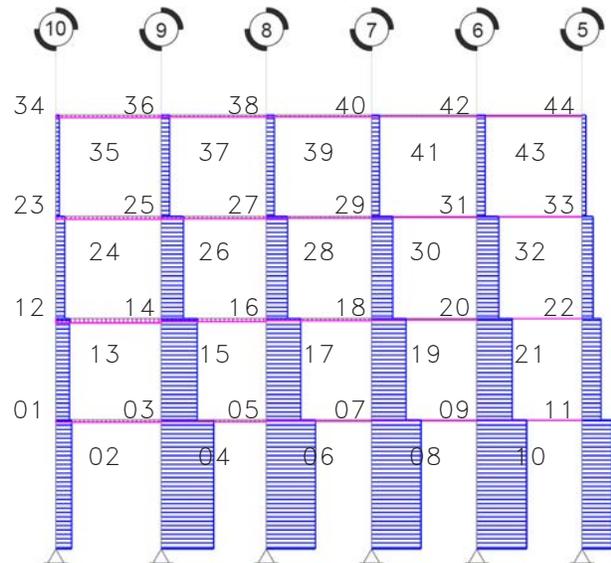
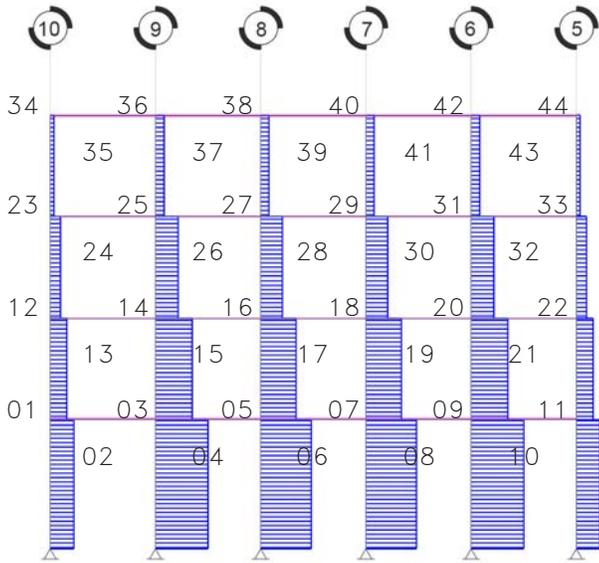
	z	x
H'	28.79	2.27
K	43.05	4.48

Modelo sujeto únicamente a efectos por la fuerza de gravedad.

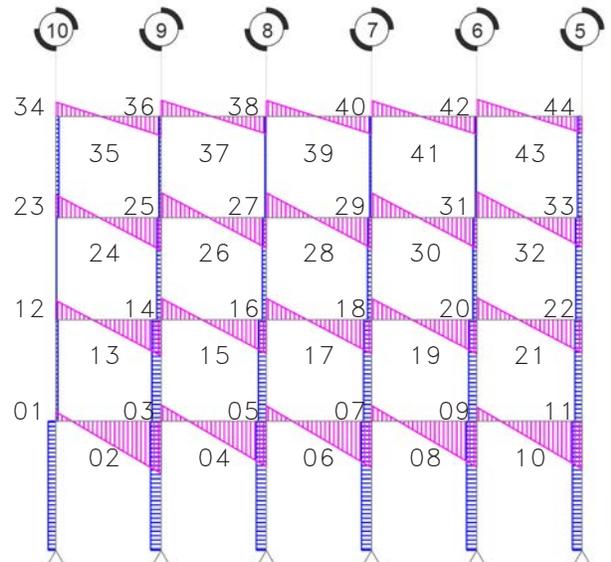
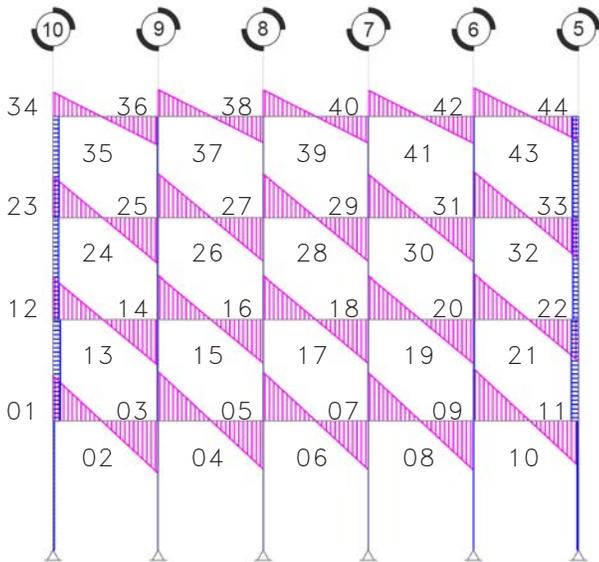
Modelo sujeto a efectos por la fuerza de gravedad y sismo.

(A)

(B)



Img. 130. Desplazamientos.



Img. 131. Cortantes

Fuerzas AxialesCortantes

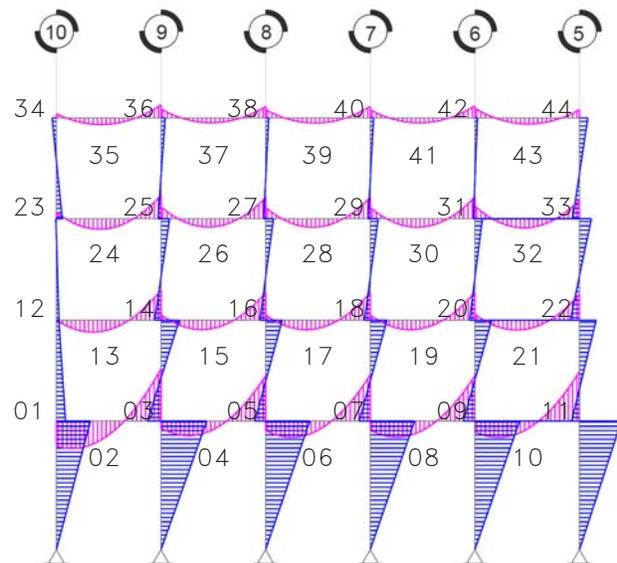
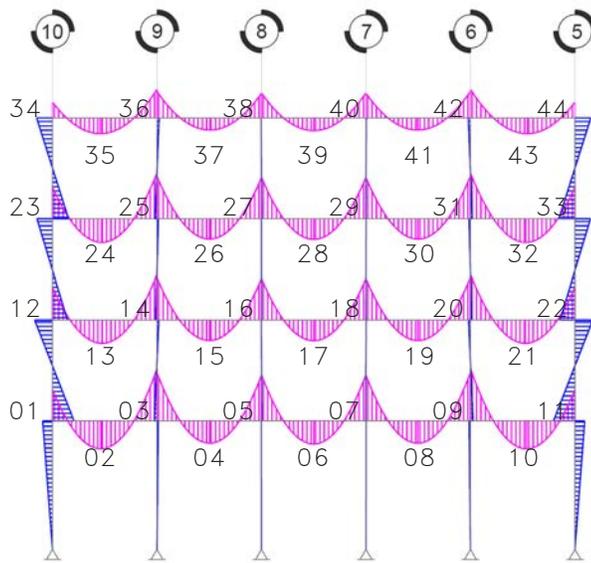
<u>Fuerzas Axiales</u>					<u>Cortantes</u>				
A		B			A		B		
					(z)	(x)	(z)	(x)	
01	-10.02	(x)	-6.46	(x)	01	2.97	-0.09	0.72	0.91
02	0.38	(z)	-1.21	(z)	02				
03	-22.21	(x)	-22.88	(x)	03	-3.45/3.24	0.01	-5.70/1.50	1.21
04	0.34	(z)	-1.06	(z)	04				
05	-21.35	(x)	-21.26	(x)	05	-3.18/3.21	0.00	-4.90/1.39	1.17
06	0.34	(z)	-0.81	(z)	06				
07	-21.35	(x)	-21.44	(x)	07	-3.21/3.18	0.00	-5.03/1.44	1.17
08	0.34	(z)	-0.56	(z)	08				
09	-22.21	(x)	-21.55	(x)	09	-3.24/3.45	-0.01	-4.99/1.21	1.19
10	0.38	(z)	-0.33	(z)	10				
11	-10.02	(x)	-13.57	(x)	11	-2.9	0.09	-5.21	1.10
12	-7.05	(x)	-5.73	(x)	12	2.73	-0.47	1.92	-0.17
13	-0.11	(z)	-2.11	(z)	13				
14	-15.52	(x)	-15.69	(x)	14	-3.03/2.89	0.05	-3.84/2.16	1.06
15	0.08	(z)	-1.55	(z)	15				
16	1-14.98	(x)	-14.95	(x)	16	-2.87/2.88	0.01	-3.60/2.15	0.91
17	-0.09	(z)	-1.09	(z)	17				
18	-14.98	(x)	-14.97	(x)	18	-2.88/2.87	0.01	-3.61/2.14	0.93
19	-0.08	(z)	-0.62	(z)	19				
20	-15.52	(x)	-15.35	(x)	20	-2.89/3.03	-0.05	-3.62/2.22	0.95
21	-0.11	(z)	-0.10	(z)	21				
22	-7.05	(x)	-8.36	(x)	22	-2.73	0.47	-3.54	0.77
23	-4.31	(x)	-3.81	(x)	23	2.72	-0.38	2.34	-0.06
24	0.02	(z)	-1.32	(z)	24				
25	-9.80	(x)	-9.69	(x)	25	-3.04/2.90	0.03	-3.42/2.58	0.50
26	0.00	(z)	-1.05	(z)	26				
27	-9.21	(x)	-9.20	(x)	27	-2.86/2.88	0.00	-3.18/2.56	0.45
28	0.01	(z)	-0.77	(z)	28				
29	-9.21	(x)	-9.23	(x)	29	-2.88/2.86	0.00	-3.20/2.56	0.46
30	0.00	(z)	-0.49	(z)	30				
31	-9.60	(x)	-9.52	(x)	31	-2.90/3.04	-0.03	-3.21/2.67	-0.43
32	0.02	(z)	-0.20	(z)	32				
33	-4.31	(x)	-4.82	(x)	33	-2.72	0.38	-3.09	0.67
34	-1.60	(x)	-1.47	(x)	34	1.60	-0.38	1.47	-0.30
35	-0.38	(z)	-1.20	(z)	35				
36	-3.66	(x)	-3.69	(x)	36	-1.89/1.77	0.05	-2.02/1.67	0.24
37	-0.33	(z)	-0.96	(z)	37				
38	-3.47	(x)	-3.47	(x)	38	-1.72/1.75	-0.01	-1.83/1.64	0.17
39	-0.34	(z)	-0.79	(z)	39				
40	-3.47	(x)	-3.47	(x)	40	-1.75/1.72	0.01	-1.85/1.62	0.18
41	-0.33	(z)	-0.61	(z)	41				
42	-3.68	(x)	-3.64	(x)	42	-1.77/1.89	-0.05	-1.87/1.77	0.14
43	-0.38	(z)	-0.47	(z)	43				
44	-1.60	(x)	-1.72	(x)	44	-1.60	0.38	-1.72	0.47

Modelo sujeto únicamente a efectos por la fuerza de gravedad.

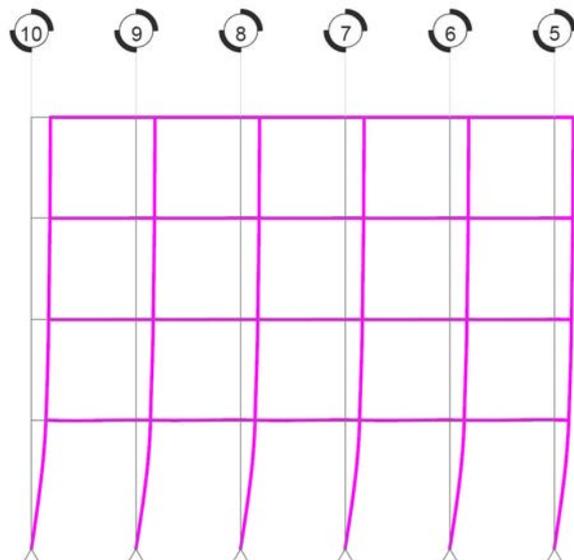
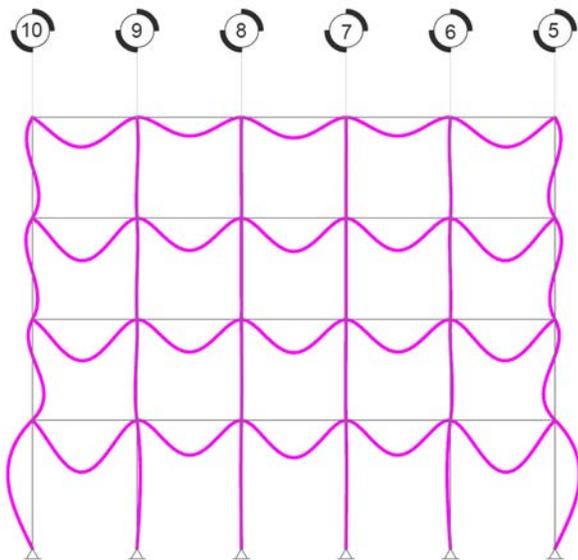
Modelo sujeto a efectos por la fuerza de gravedad y sismo.

(A)

(B)



Img. 132. Momentos



Img. 133. Deformaciones

<u>Momentos</u>				
A			B	
	(z)	(x)	(z)	(x)
01	-1.08	-0.34/0.74	2.57	-3.38/0.81
02	0.97		2.69	
03	-1.81/-1.67	-0.09/0.05	-4.88/0.90	-1.31/4.48
04	0.78		1.42	
05	-1.58/-1.60	-0.01/0.01	-4.23/1.13	-1.04/4.33
06	0.81		1.58	
07	-1.60/-1.58	-0.01/0.01	-4.33/-1.07	-1.07/4.34
08	0.78		1.56	
09	-1.67/-1.81	-0.05/0.09	-4.25/1.26	-1.13/4.38
10	0.97		1.61	
11	-1.08	-0.74/0.34	-4.74/-0.67	-0.67/4.06
12	-1.13	-0.62/0.52	0.12	0.31/0.19
13	0.81		1.08	
14	-1.57/-1.46	-0.04-0.06	-2.75/-0.37	-0.37/1.77
15	0.71		0.85	
16	-1.43/-1.44	-0.01/0.00	-2.52/-0.35	-0.35/1.61
17	0.72		0.86	
18	-1.44/-1.43	-0.00/0.01	-2.53/-0.34	-0.56/1.63
19	0.71		0.85	
20	-1.46/1.57	-0.06/0.04	-2.56/-0.40	-0.52/1.64
21	0.81		0.88	
22	-1.13	-0.52/0.62	-2.39	-0.84/1.55
23	-1.10	-0.54/0.56	-0.49	0.01/0.51
24	0.83		0.93	
25	-1.59/-1.47	-0.06/0.05	-2.12/-1.00	-0.28/0.83
26	0.71		0.73	
27	-1.43/1.44	0.00/0.01	-1.90/-0.95	-0.19/0.76
28	0.72		0.75	
29	-1.44/-1.43	-0.01/0.00	-1.93/-0.95	-0.21/0.77
30	0.71		0.74	
31	-1.47/-1.59	-0.05/0.06	-1.94/-1.05	-0.16/0.73
32	0.83		0.80	
33	-1.10	-0.56/0.54	-1.70	-0.60/1.09
34	-0.55	-0.55	-0.35	-0.35
35	0.55		0.58	
36	-0.99/-0.92	0.07	-1.17/-0.77	0.40
37	0.42		0.42	
38	-0.86/-0.87	-0.01	-1.01/-0.71	0.30
39	0.44		0.45	
40	-0.87/-0.86	0.01	-1.03/-0.70	0.32
41	0.42		0.43	
42	-0.92/-0.99	-0.07	-1.07/-0.82	0.25
43	0.55		0.52	
44	-0.55	0.55	-0.75	0.75

REACCIONES

A		B		
EJE	(z)	(x)	(z)	(x)
7	10.02	0.09	6.46	0.91
6	22.21	-0.01	22.88	1.21
5"	21.35	0.00	21.26	1.17
5	21.35	0.00	21.44	1.17
4"	22.21	0.01	21.55	1.19
4	10.02	-0.09	13.57	1.10

9.8. Cimentación

Método simplificado de Marcus

Variables

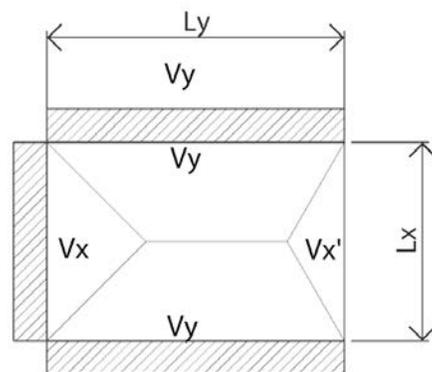
Ly	3.40	m	$E = Ly/Lx$
Lx	3.00	m	$K = Ly * Lx * w$

Factores de momento

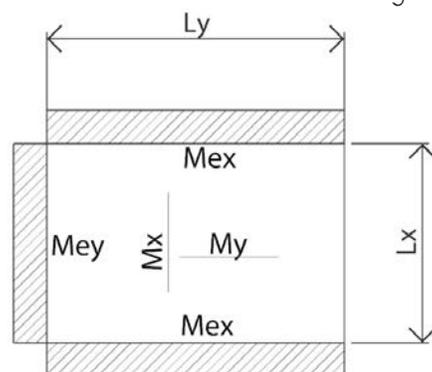
E	1.13	
mx	42.40	$Mx = K * mx$
my	64.50	$My = K * my$
mex	17.80	$Mex = -K * mex$
mey	27.60	$Mey = -K * mey$

Factores de cortante

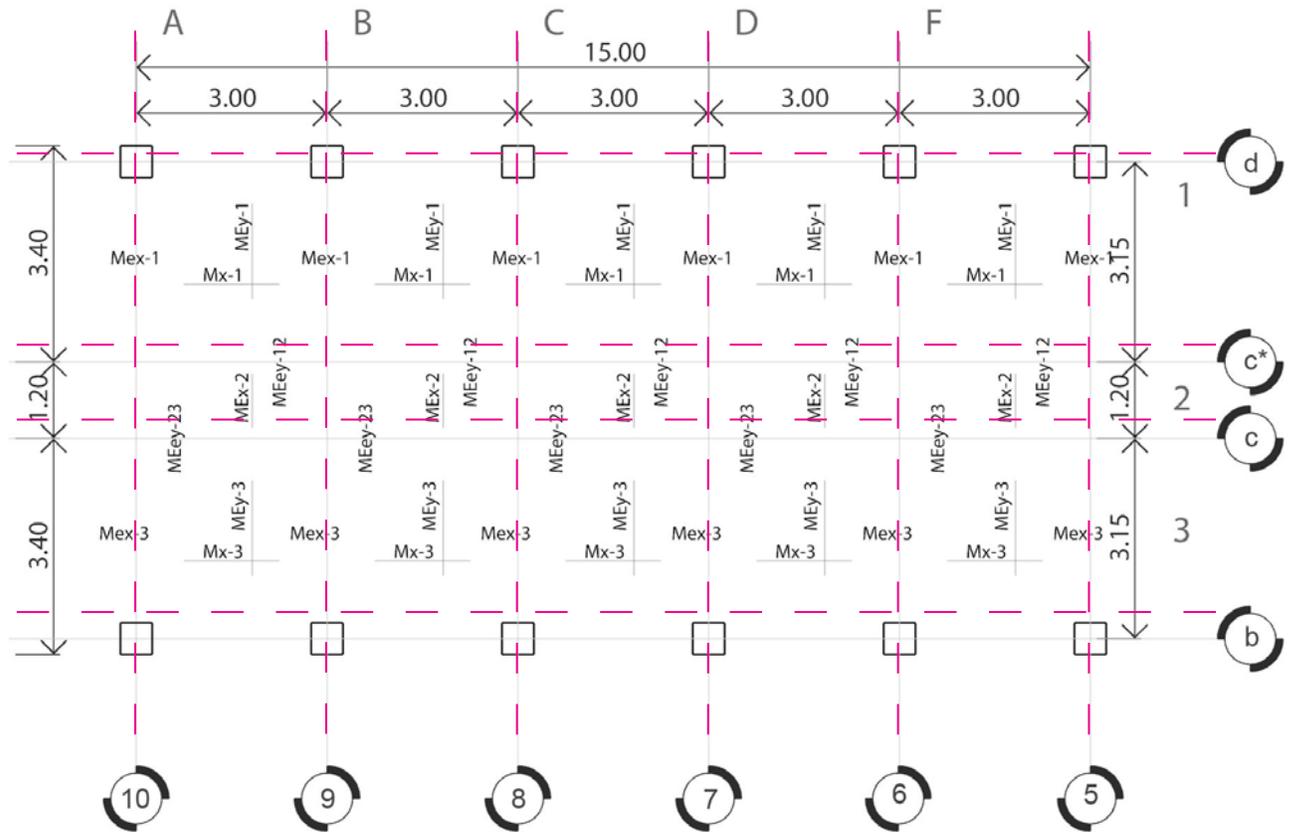
E	1.15	
vx	0.217	$Vx = K * vx$
vx'	0.125	$Vx' = K * vx$
vy	0.329	$Vy = K * vy$



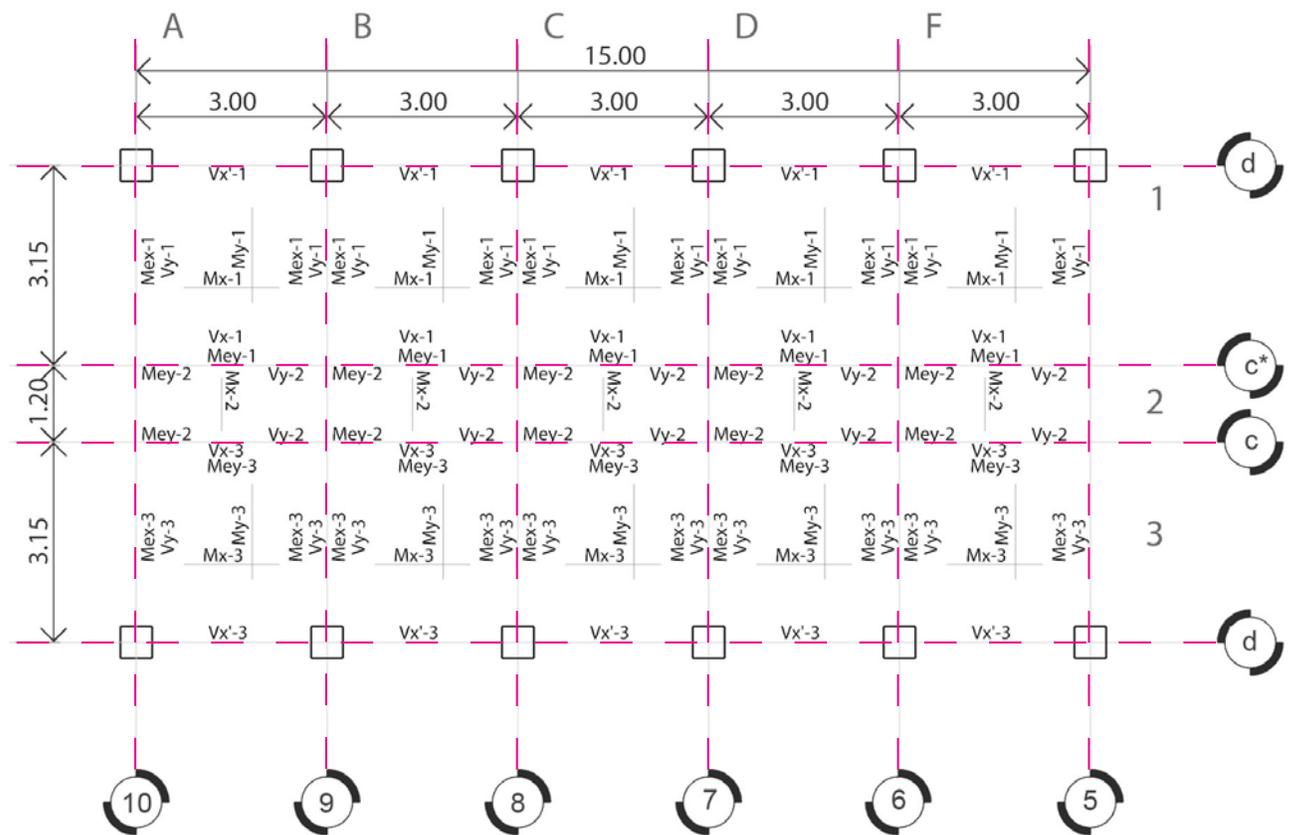
Img. 134



Img. 135



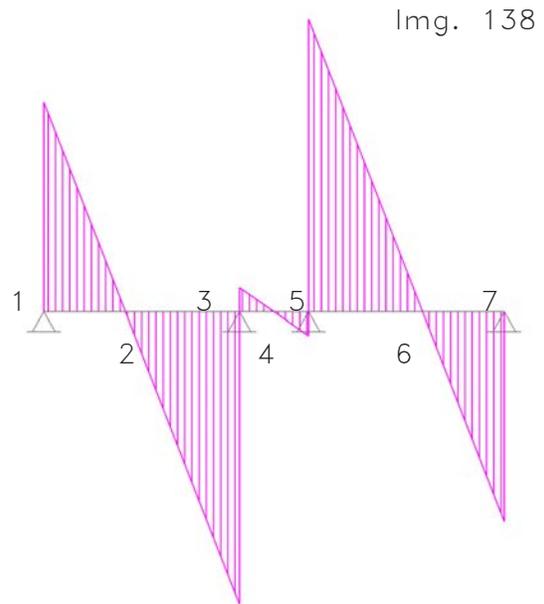
Img. 136. Distribución de momentos y cortantes. Losa fondo.



Img. 137. Distribución de momentos en equilibrio. Losa fondo.

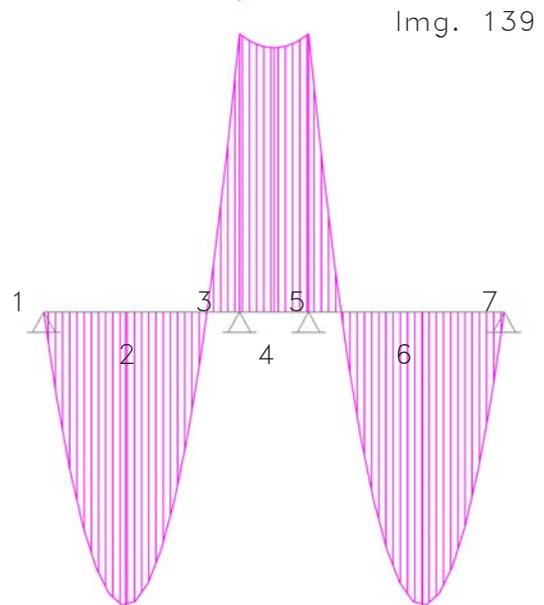
Cortantes

1	10.50
2	
3	-14.66/1.20
4	
5	-1.20/14.66
6	
7	-10.50

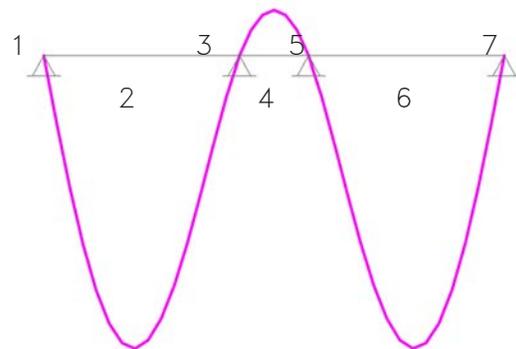


Momentos

1	
2	7.45
3	-7.07
4	-6.71
5	-7.07
6	7.45
7	

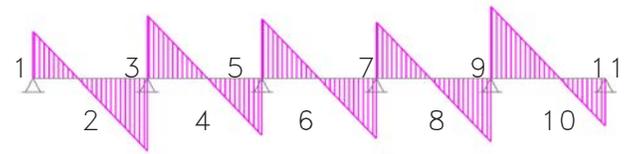


Deformaciones



Cortantes

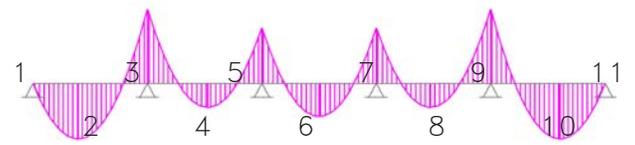
	Ct-01	Ct-02
1	3.55	3.22
2		
3	-5.45/4.74	-5.08/4.42
4		
5	-4.26/4.50	-4.26/4.20
6		
7	-4.50/4.26	-4.20/3.98
8		
9	-4.74/5.45	-4.42/5.08
10		
11	-3.55	-3.32



Img. 141

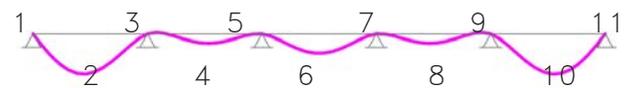
Momentos

	Ct-01	Ct-02
1		
2	2.10	1.90
3	-2.84	-2.65
4	0.90	0.84
5	-2.13	-1.99
6	1.24	1.16
7	-2.13	-1.99
8	0.90	0.84
9	-2.84	-2.65
10	2.10	1.96
11		



Img. 142

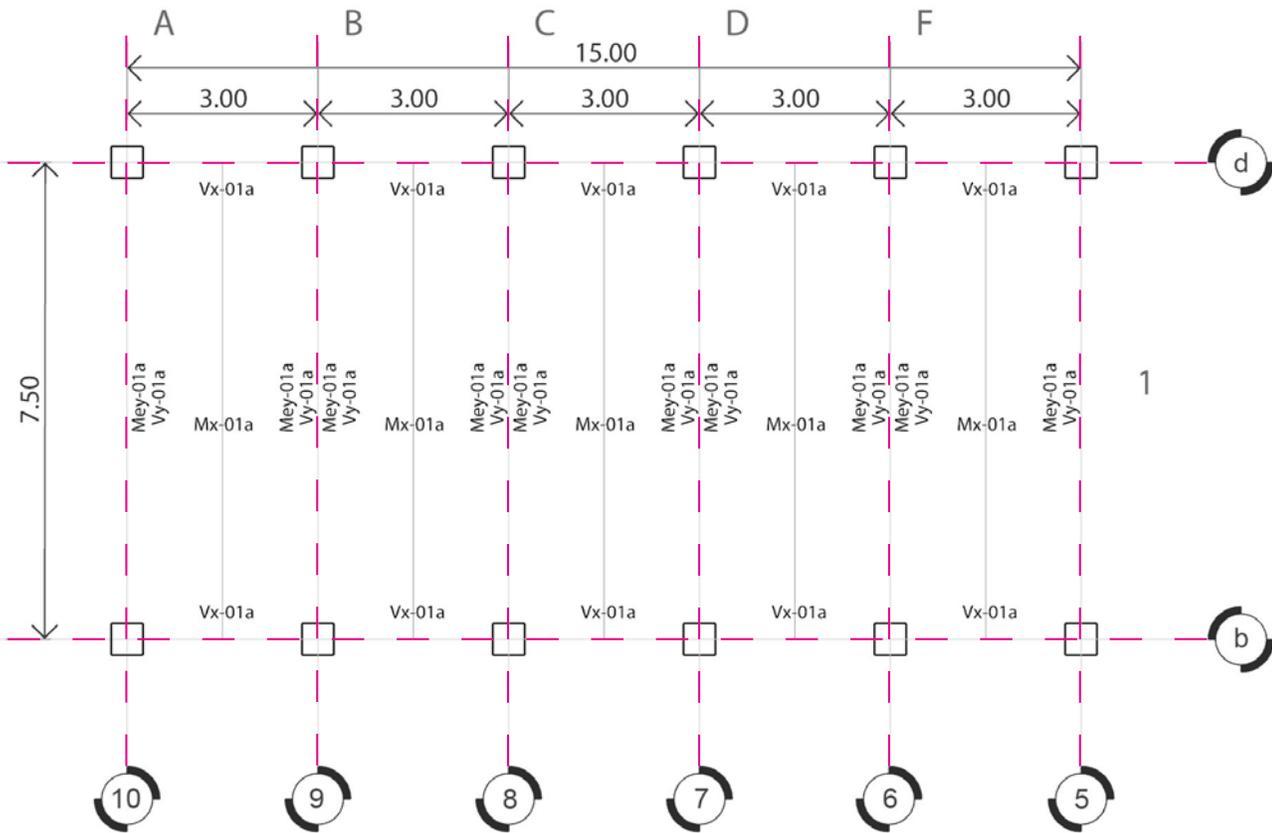
Deformaciones



Img. 143

Momentos

Ct-01 = Contratrabe intermedia
 Ct-02 = Contratrabe de borde

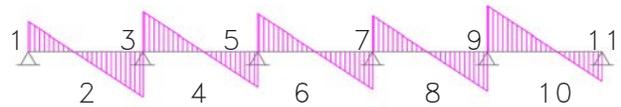


Img. 144. Distribución de cortantes y momentos. Losa tapa.

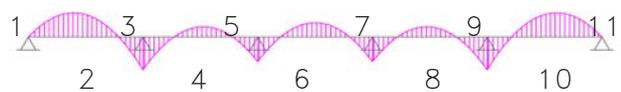
Cortantes

Momentos

1	1.78	1	0
2		2	1.05
3	-2.72/2.37	3	-1.42
4		4	0.45
5	-2.13/2.25	5	-1.07
6		6	0.62
7	-2.25/2.12	7	-1.07
8		8	0.45
9	-2.37/2.72	9	-1.42
10		10	1.05
11	-1.78	11	0

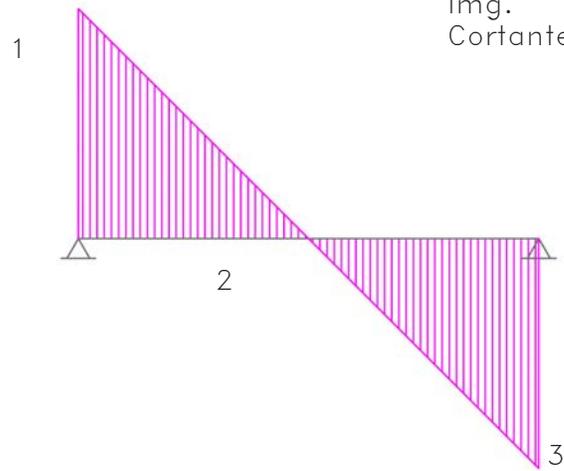


Img. 145



Img. 146

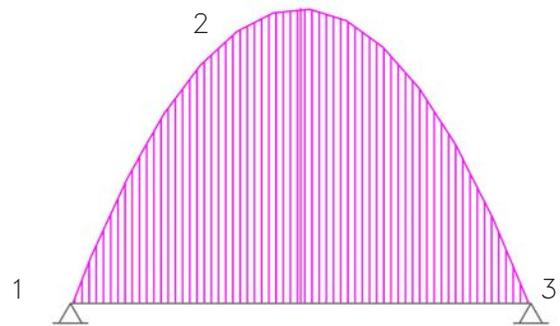
Img. 147.
Cortantes



Cortantes Momentos

1	8.08	1	0
2	0	2	16.15
3	-8.09	3	0

Img. 148

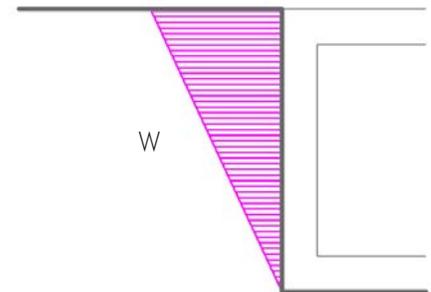


Excavación

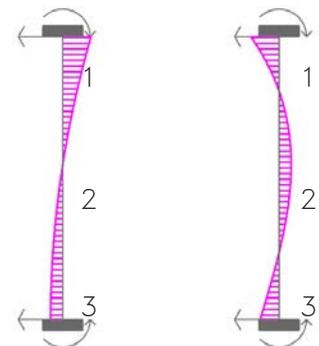
- W = peso total de la construcción
- W' = 1.1(W)
- δ' = esfuerzo transmitido al terreno
- δ = resistencia del terreno; $\delta = 3.0T/m$
- A = área de desplante
- γ = peso propio del terreno; $\gamma = 1.5T/m$
- L = profundidad de la excavación
- ϕ = ángulo de reposo del terreno; $\phi = 37^\circ$

$\delta' = W'/A$
 $L = (W' - \delta * A) / (\gamma * b * h)$

Img. 149



Img. 150



Muros de contención

Cortantes Momentos

1	-3.5	1	-1.30
2		2	0.60
3	1.6	3	-0.90

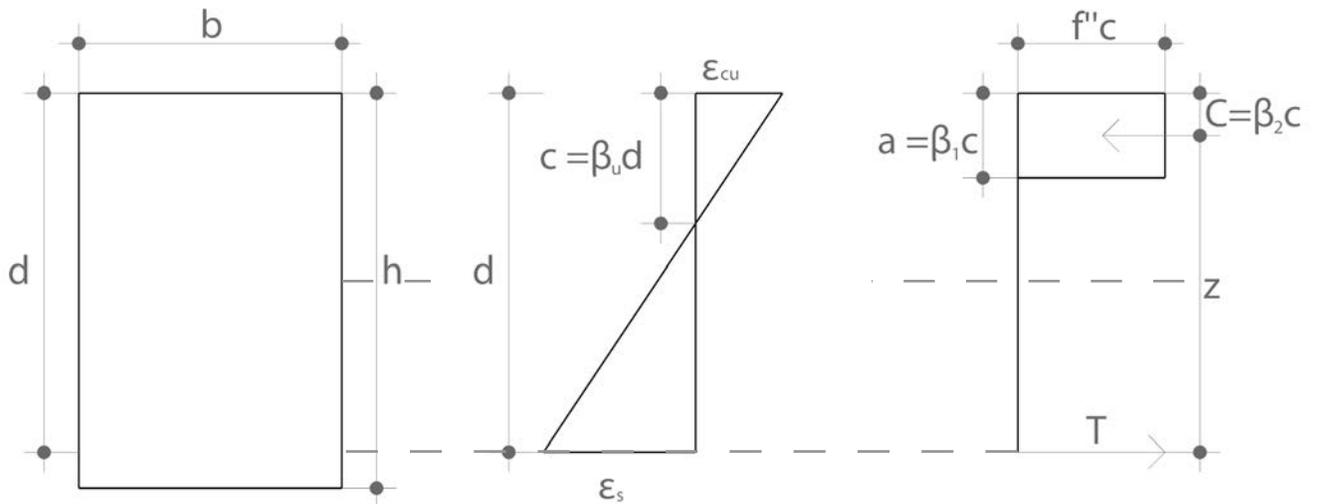
9.9. Criterios de predimensionamiento para concreto

Consideraciones para el predimensionamiento de elemento sujetos esfuerzos de flexión perpendicular a la sección

m	=	momento máximo		
Mu	=	momento último;	= 1.5(m)	
Mn	=	momento nominal		
Mr	=	momento resistente;	= FrMn	Mr ≥ Mu
b	=	ancho de la sección rectangular		
h	=	peralte de la sección rectangular		
d	=	peralte efectivo de la sección en dirección de la flexión		

Acero de refuerzo

P_{min}	=	$0.7(f'c^{1/2})/fy$
P_{as}	=	$(f''c/fy)1-[1-(2Mu/Frbd^2f''c)]^{(1/2)}$
P_{mx}	=	$0.9P_{as}$
P_{cv}	=	$P_{min}/2$



Img. 151

Esfuerzos en la sección

$$C = \beta_1 * f''c * b$$

β_1 = relación de esfuerzo promedio y esfuerzo máximo en la zona de compresión

$T = Asfs$

T = tensión en el acero

As = área de acero

fs = límite elástico del acero

$$T = C$$

$$c = \frac{C}{[(\beta_1)(f'c)(b)]}$$

Equilibradas las tensiones en la sección, se calcular el momento nominal de la ecuación

$$Mn = Tz$$

T = tensión en el acero

z = brazo de par interno

Consideraciones para el cálculo de esfuerzos cortantes

$$Vr = Vcr + Vsr$$

Vr = Resistencia al esfuerzo cortante de la sección

Vcr = resistencia al esfuerzo cortante de la sección de concreto

Vsr = resistencia al esfuerzo cortante de los estribos de acero

$$Vcr = 0.5Frbd(f^*c)^{1/2} \quad p \geq 0.015$$

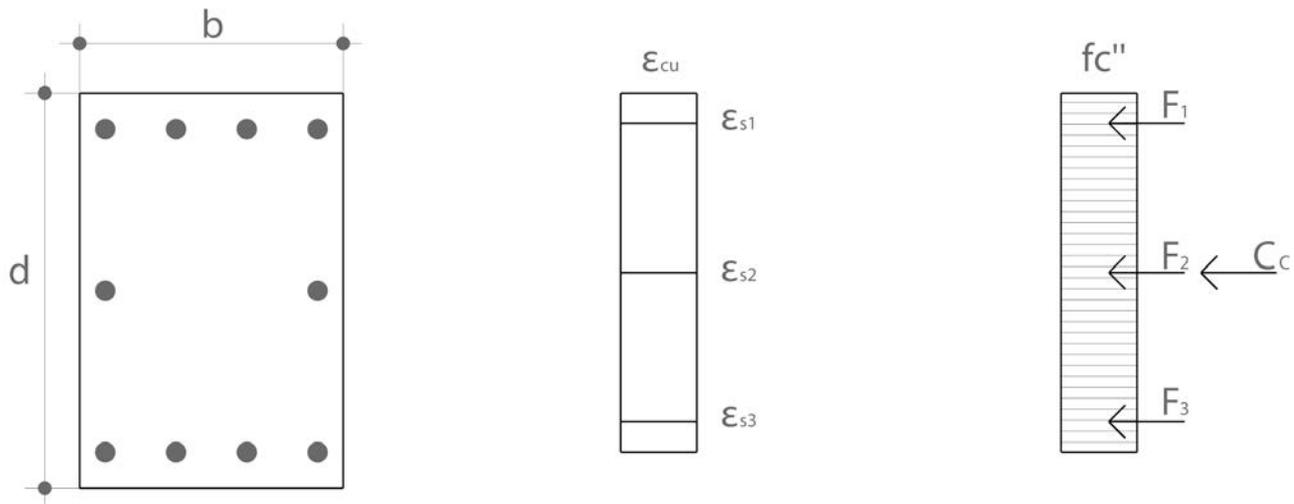
$$Vcr = Frbd(0.2 + 20p)[(f^*c)^{1/2}] \quad p \leq 0.015; \quad p = As/bd$$

$$Vsr = Avf_y d / S$$

Av = área de acero de refuerzo por cortante

S = separación refuerzos en sentido transversal

$$S = FrAvf_y d / VuVcr$$



Img. 152

Consideraciones para el predimensionamiento e elemento sujetos esfuerzos de compresión pura

$Kl/r \geq 200$

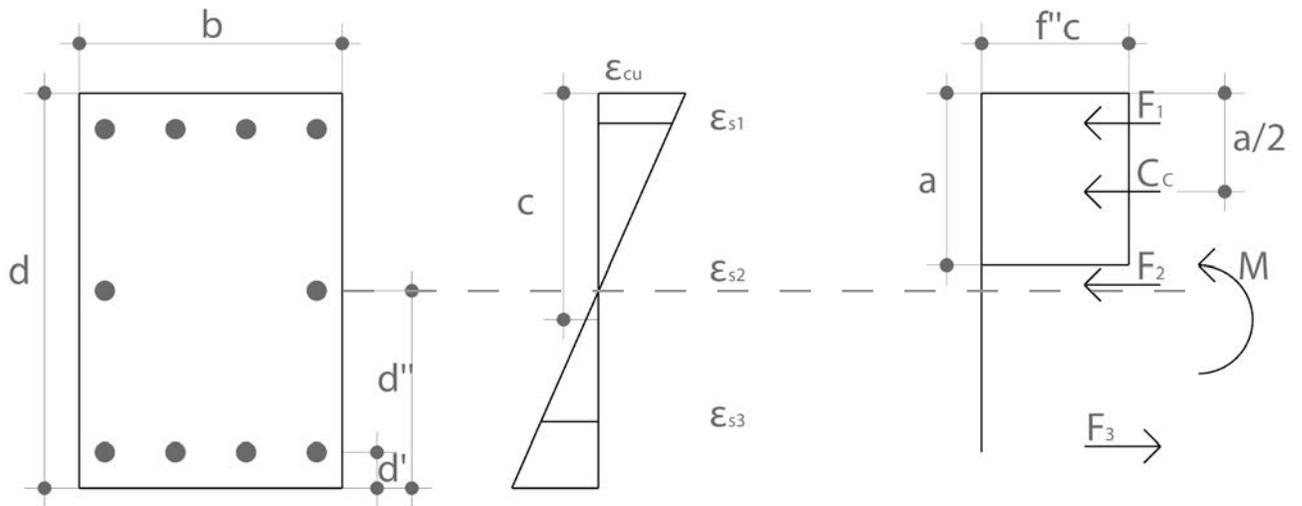
- K = relación de esbeltez de la columna
- l = longitud efectiva de la columna
- r = radio de giro de la columna
- $r = (i/A)^{1/2}$

- A = área de la sección
- i = momento de inercia de la sección
- $i = bd^3/12$

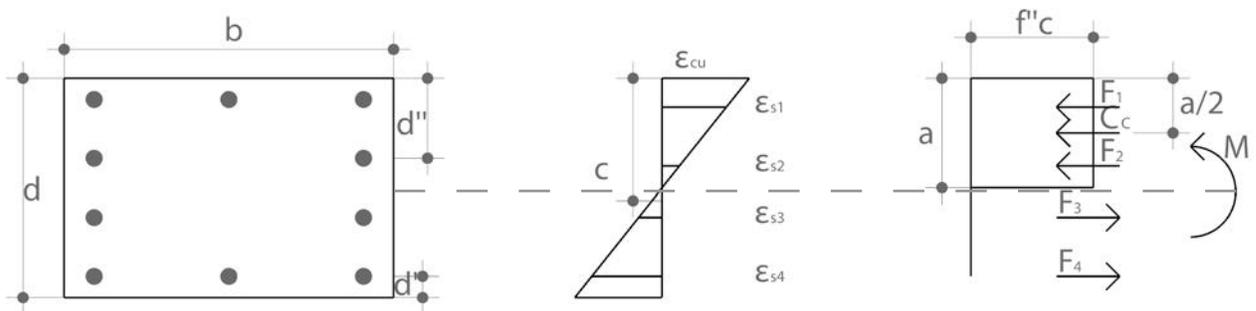
$P_{oc} = f''c(A_g - A_s) + A_s f_y$
 $P_{oc} = C_c + \sum Fi$

- P_{oc} = Resistencia de la sección a la carga axial
- $f''c$ = Resistencia nominal del concreto a compresión
- A_g = área de la sección transversal de concreto
- A_s = área de acero
- f_y = esfuerzo específico de fluencia del acero
- C_c = Fuerza de compresión del concreto
- Fi = Fuerza desarrollada en la i-esima línea de acero de refuerzo de la sección
- $fi = A_s f_s$

- ϵ_{cu} = Deformación unitaria máxima útil para el concreto; =0.003
- ϵ_s = Deformación unitaria del acero
- ϵ_y = Deformación de fluencia del acero
- $\epsilon_s > \epsilon_y$ $\epsilon_y = 0.0021$; $f_s = f_y$; $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



Img. 153



Img. 154

Consideraciones para el predimensionamiento de elemento sujetos esfuerzos de flexo compresión

$$P_{oc} = C_c \pm F_i$$

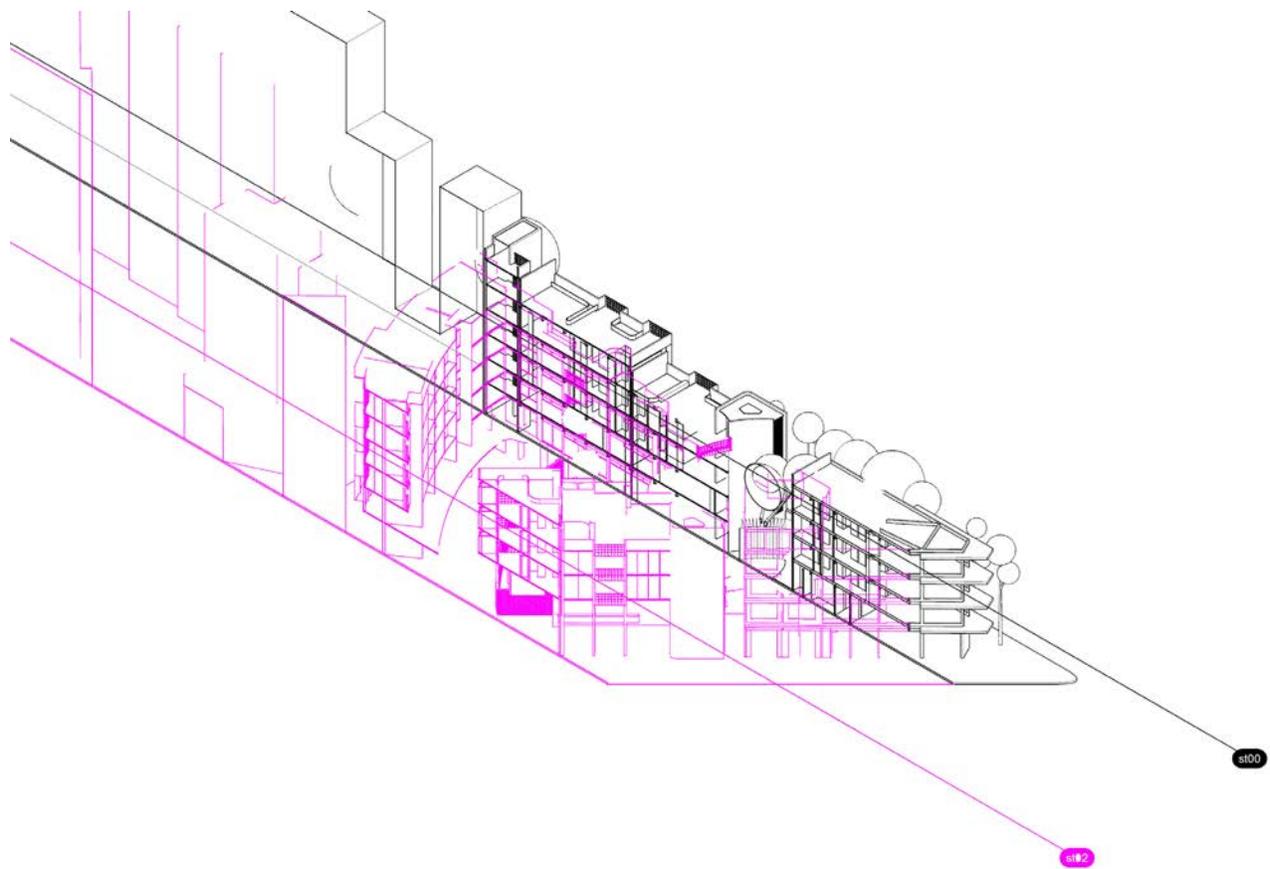
$$C_c = f'c(ab)$$

- P_{oc} = Resistencia de la sección a la carga axial
- A_g = área de la sección transversal de concreto
- A_s = área de acero

- C_c = Fuerza de compresión del concreto
- F_i = Fuerza desarrollada en la i-esima línea de acero de refuerzo de la sección
- $f_i = A_s f_s$

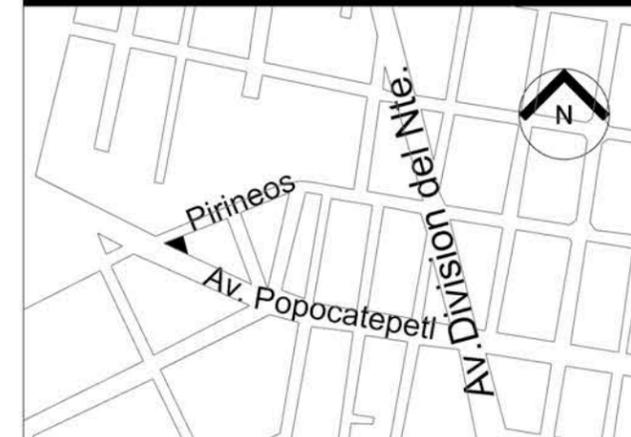
- $M_r = C_c(a/2) + \sum F_i d'_i$
- d'_i = brazo de palanca medido del centro geométrico de la sección al centro de la i-ésima línea de acero de refuerzo

10. Planos





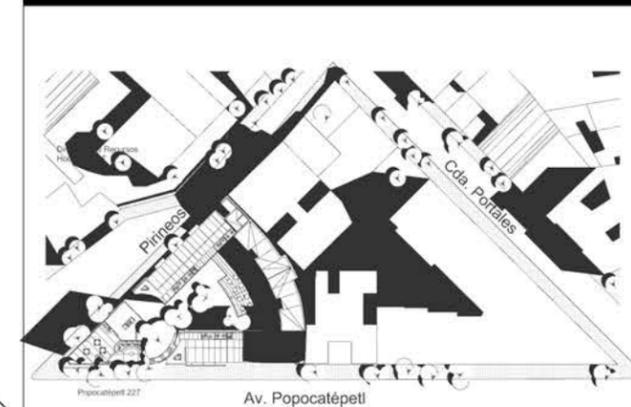
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Vista de Pirineos



Planta de conjunto esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Conjunto



PLANTA: ESTADO ACTUAL

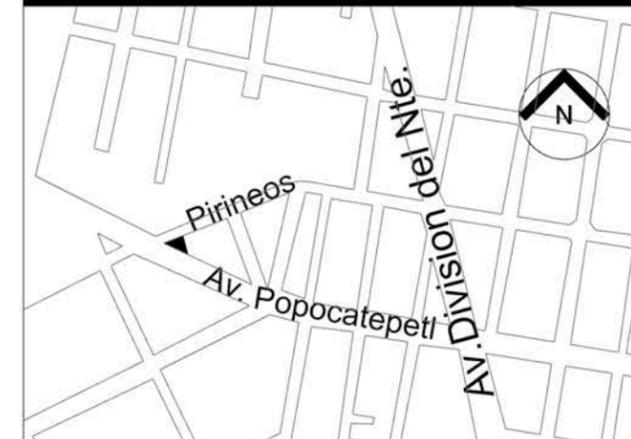
Esc.: 1:400
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

C-01





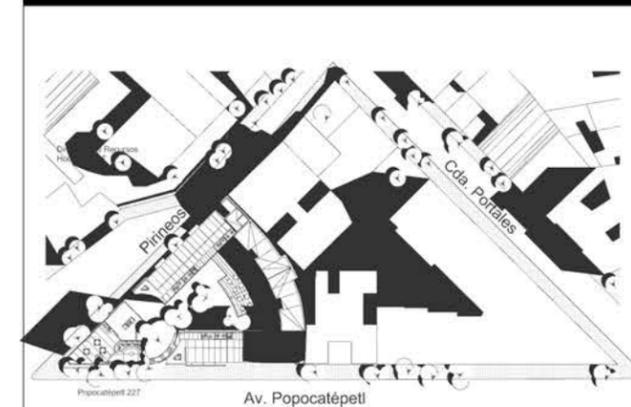
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Vista de Pirineos



Planta de conjunto esquemática

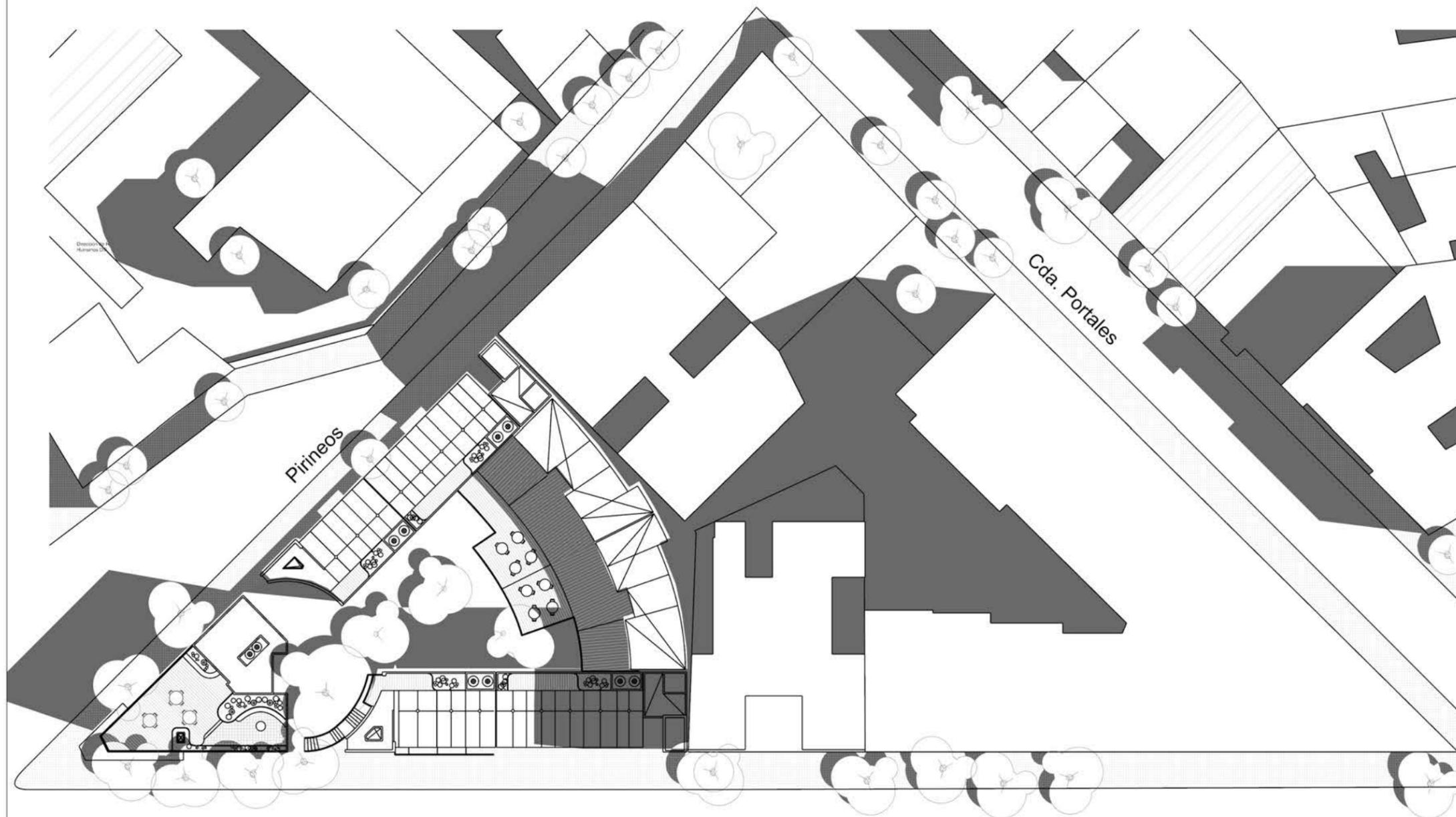
Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Conjunto 0.0 3.0 9.0 18.0

PLANTA: PROPUESTA

Esc.: 1:400
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

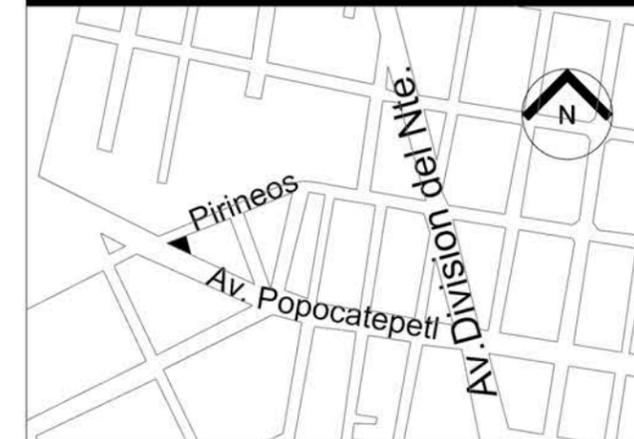
C-02



Av. Popocatepetl



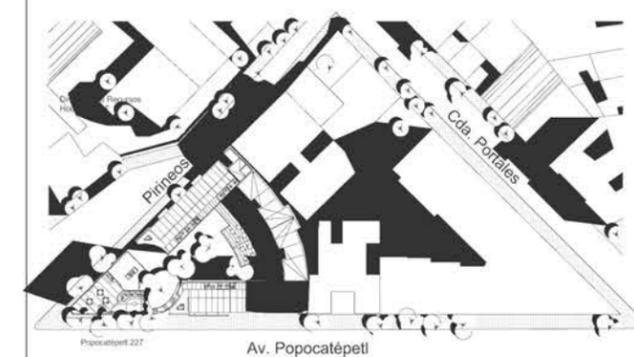
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Vista de Pirineos



Planta de conjunto esquemática

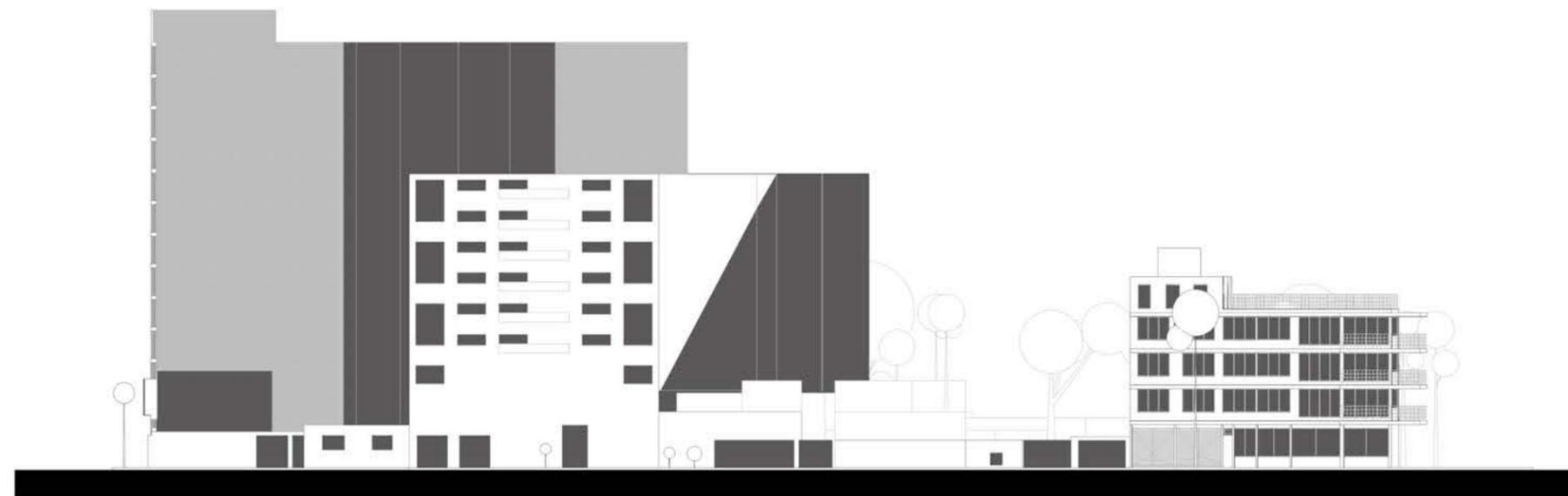
Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Conjunto 0.0 3.0 9.0 18.0

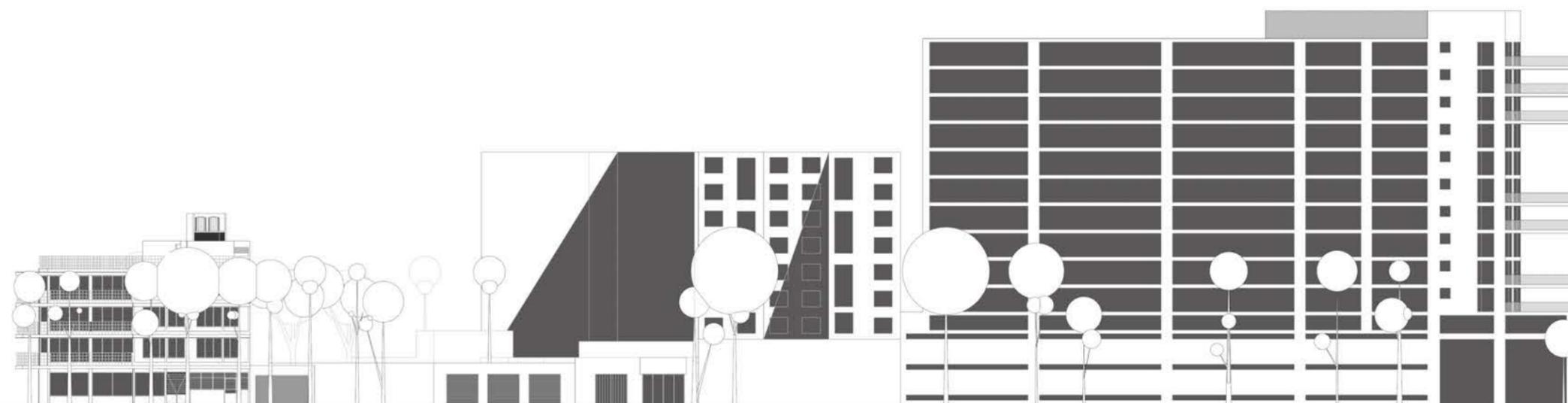
FACHADAS DE CONJUNTO. ESTADO ACTUAL

Esc.: 1:400
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

C-03



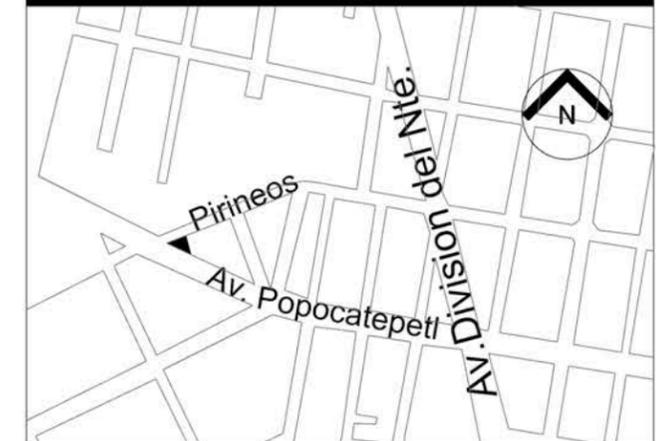
FACHADA DE CONJUNTO. CALLE PIRINEOS



FACHADA DE CONJUNTO. AV. POPOCATÉPETL



F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Vista de Pirineos



Planta de conjunto esquemática

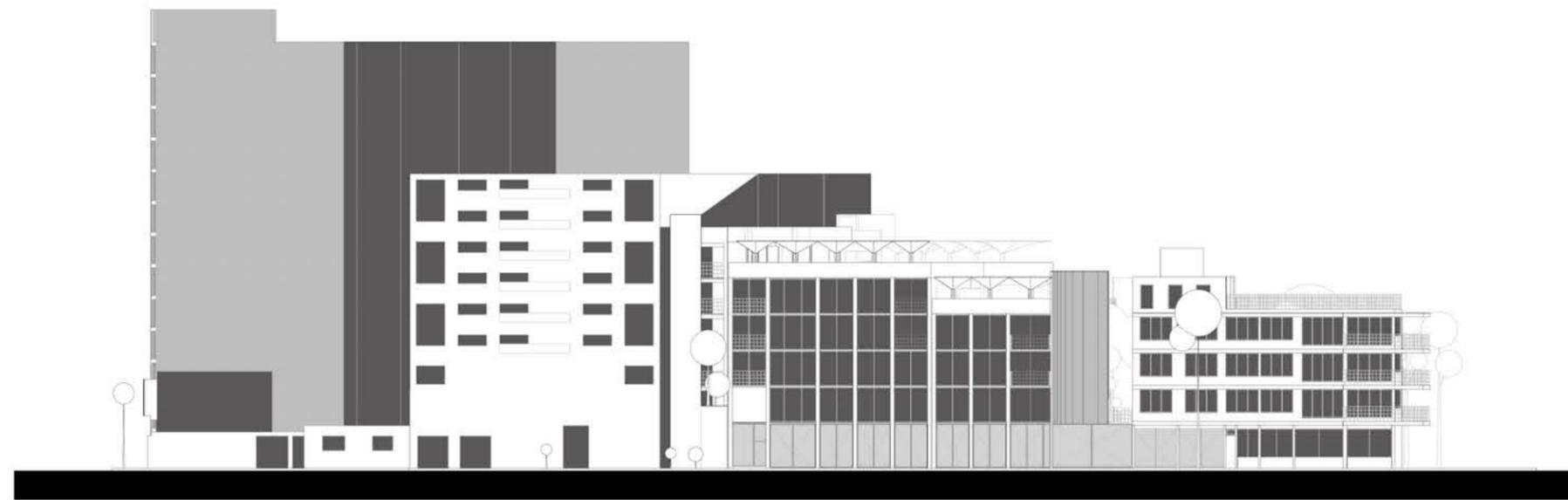
Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Conjunto 0.0 3.0 9.0 18.0

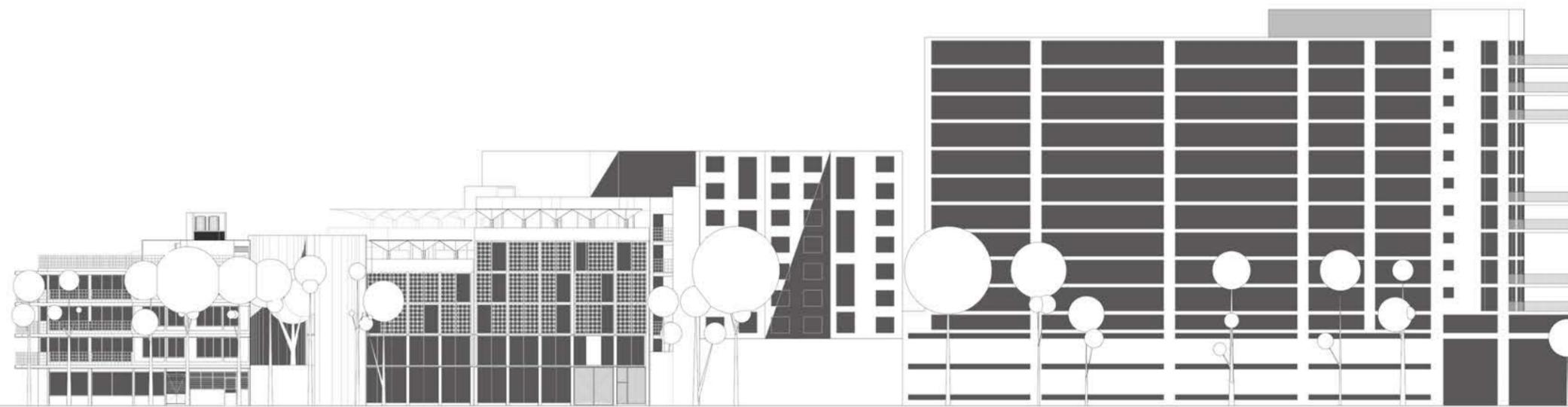
FACHADAS DE CONJUNTO. PROPUESTAS

Esc.: 1:400
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

C-04



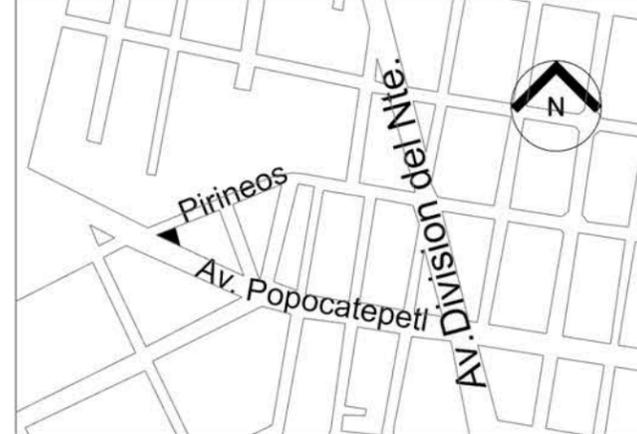
FACHADA DE CONJUNTO. CALLE PIRINEOS



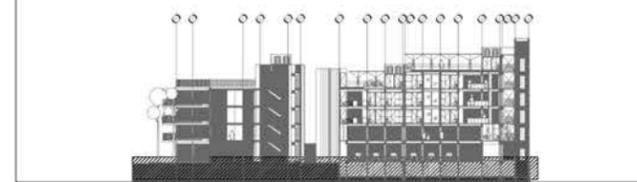
FACHADA DE CONJUNTO. AV. POPOCATÉPETL



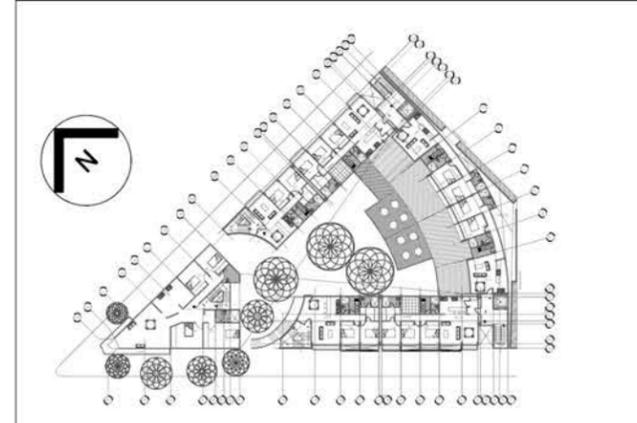
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

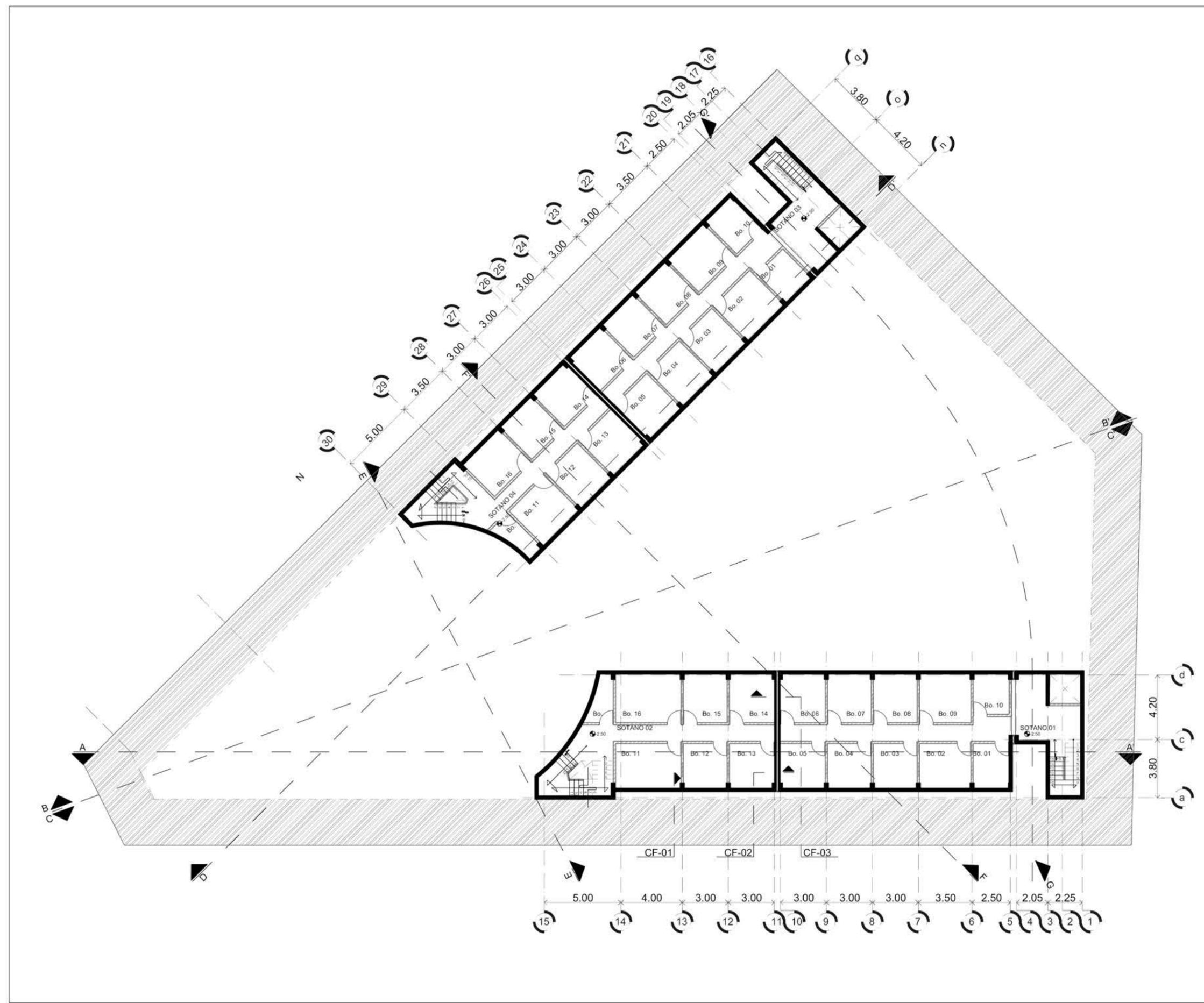
Arquitectura



PLANTA DE ZOTANO

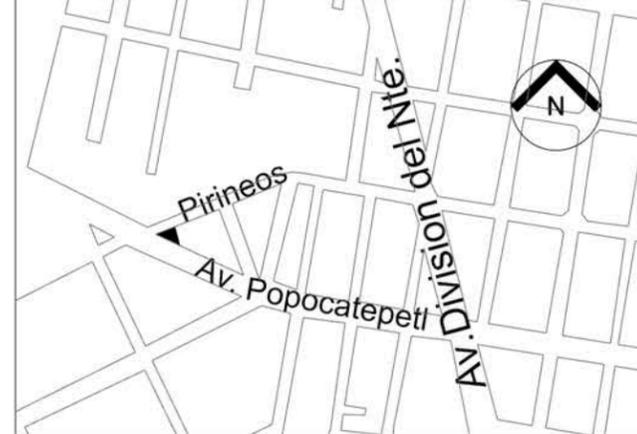
Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

A-01

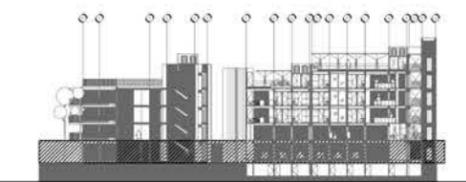




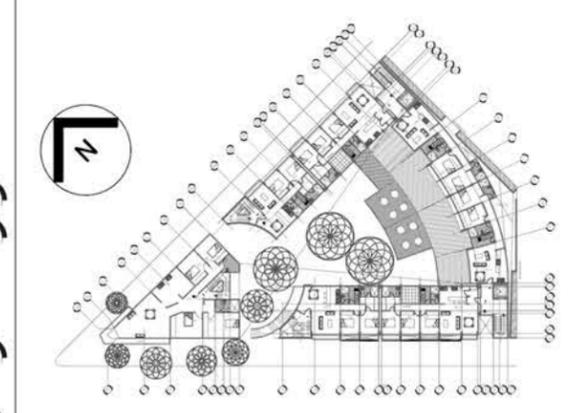
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

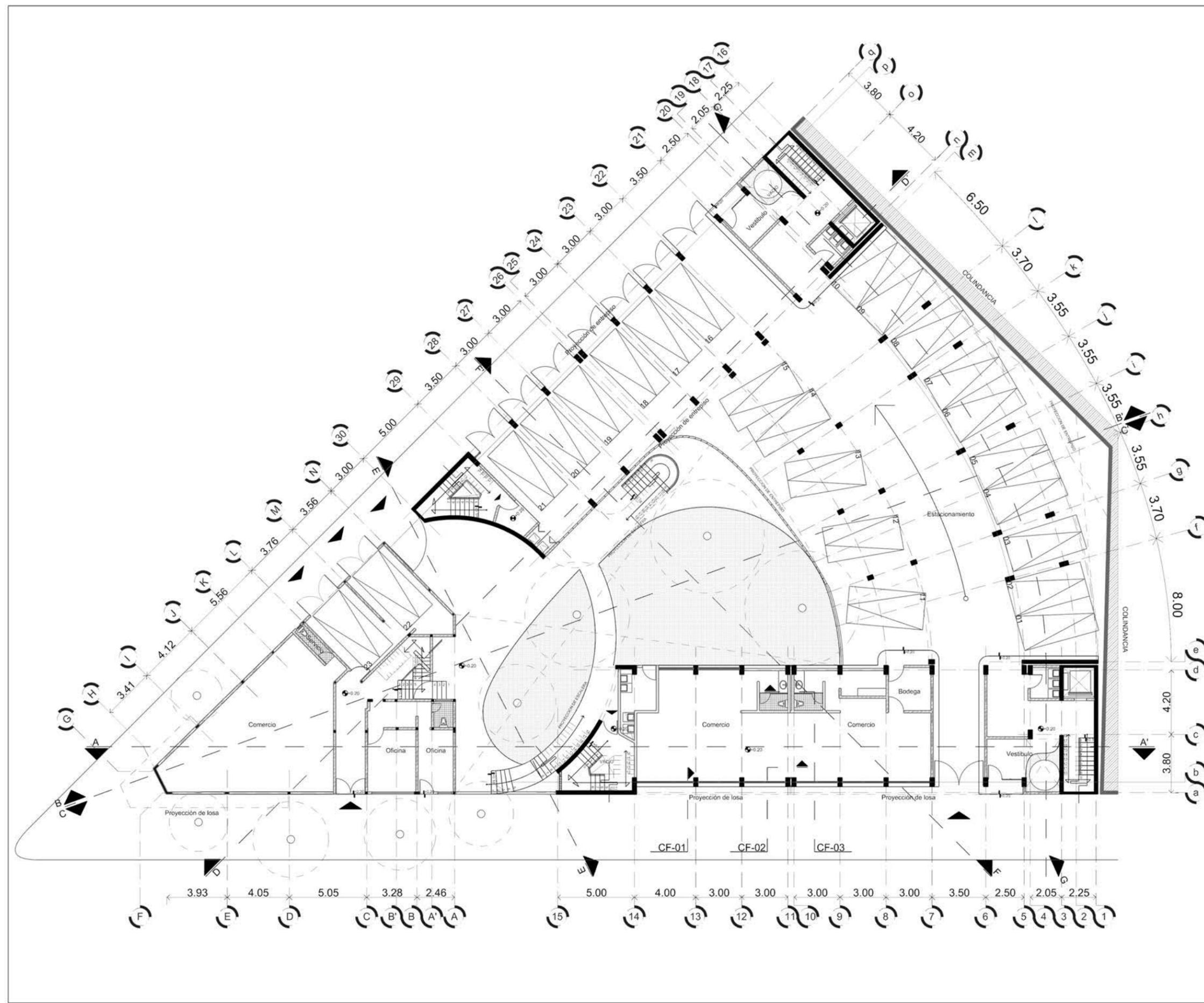
Arquitectura



PLANTA BAJA

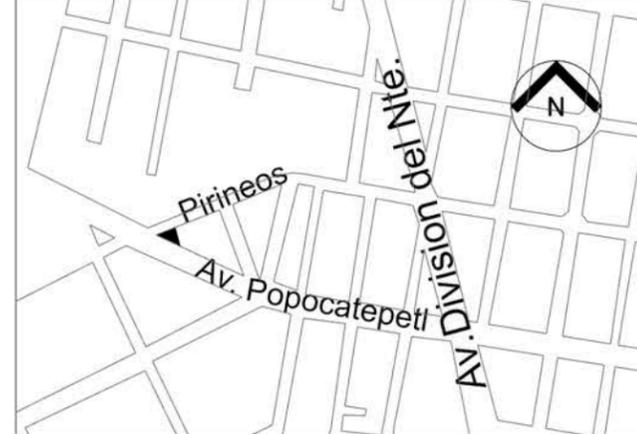
Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

A-02

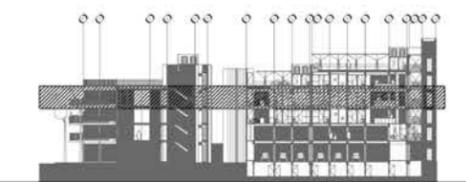




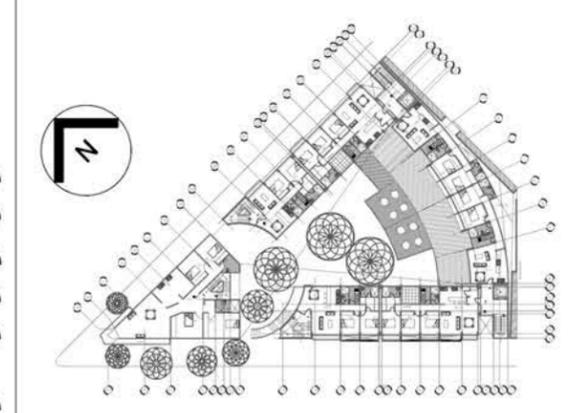
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

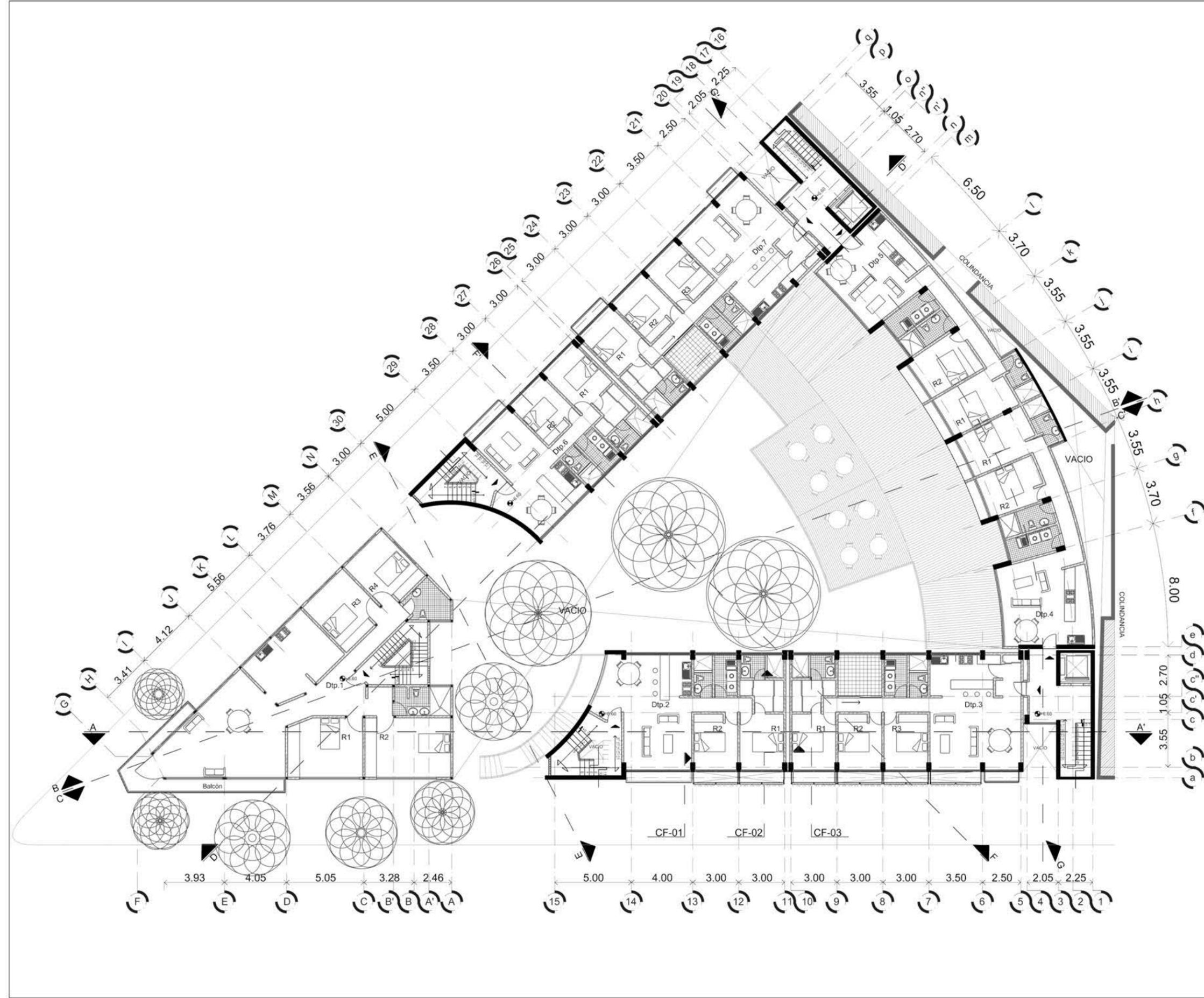
Arquitectura



PLANTA TIPO: NIVELES 2, 3

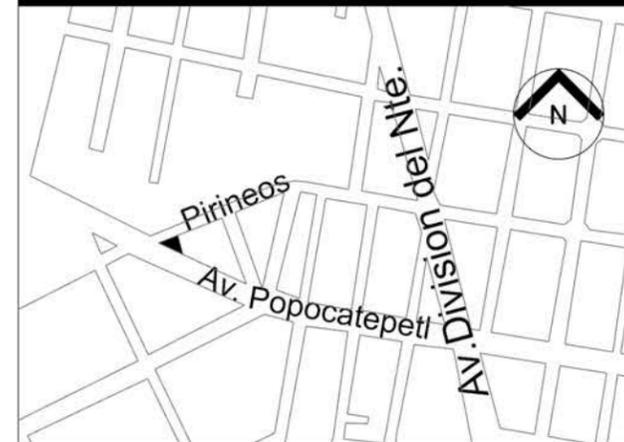
Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

A-04

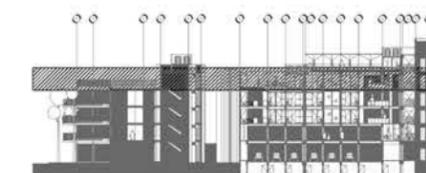




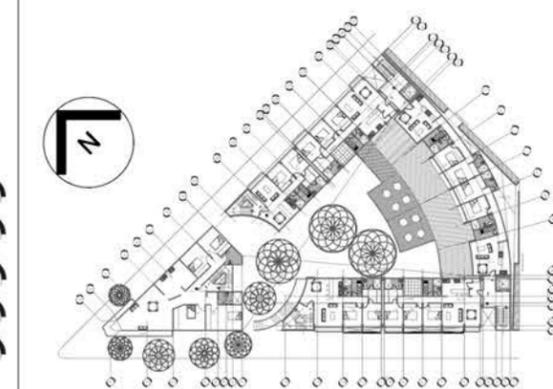
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

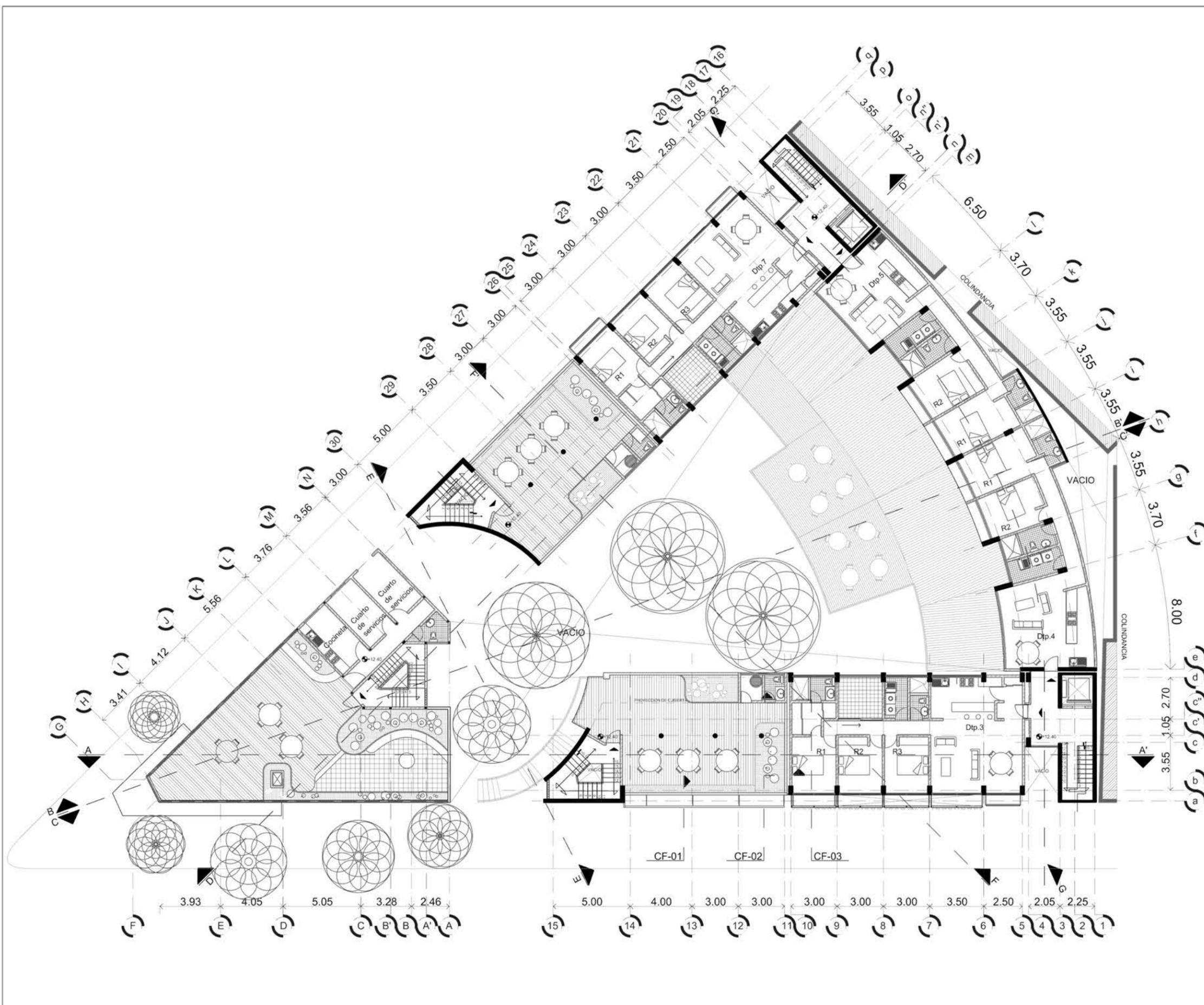
Arquitectura



PLANTA NIVEL 4

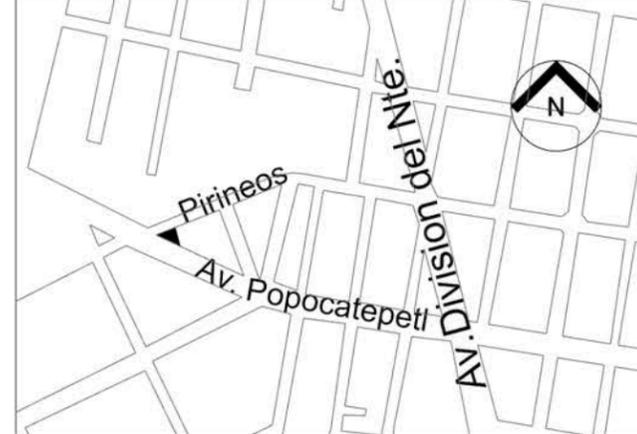
Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

A-05

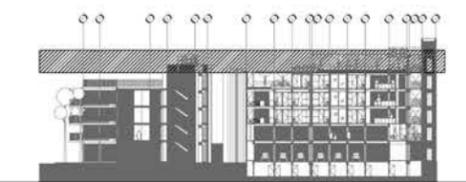




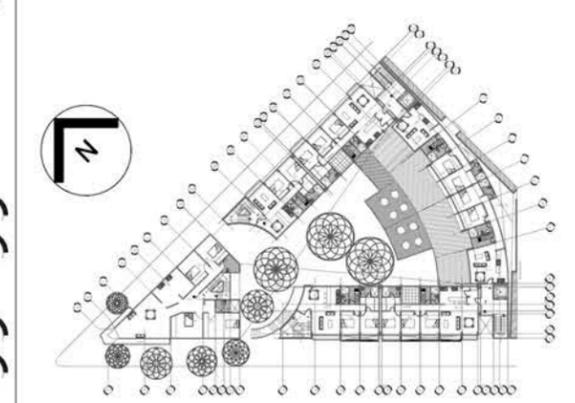
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

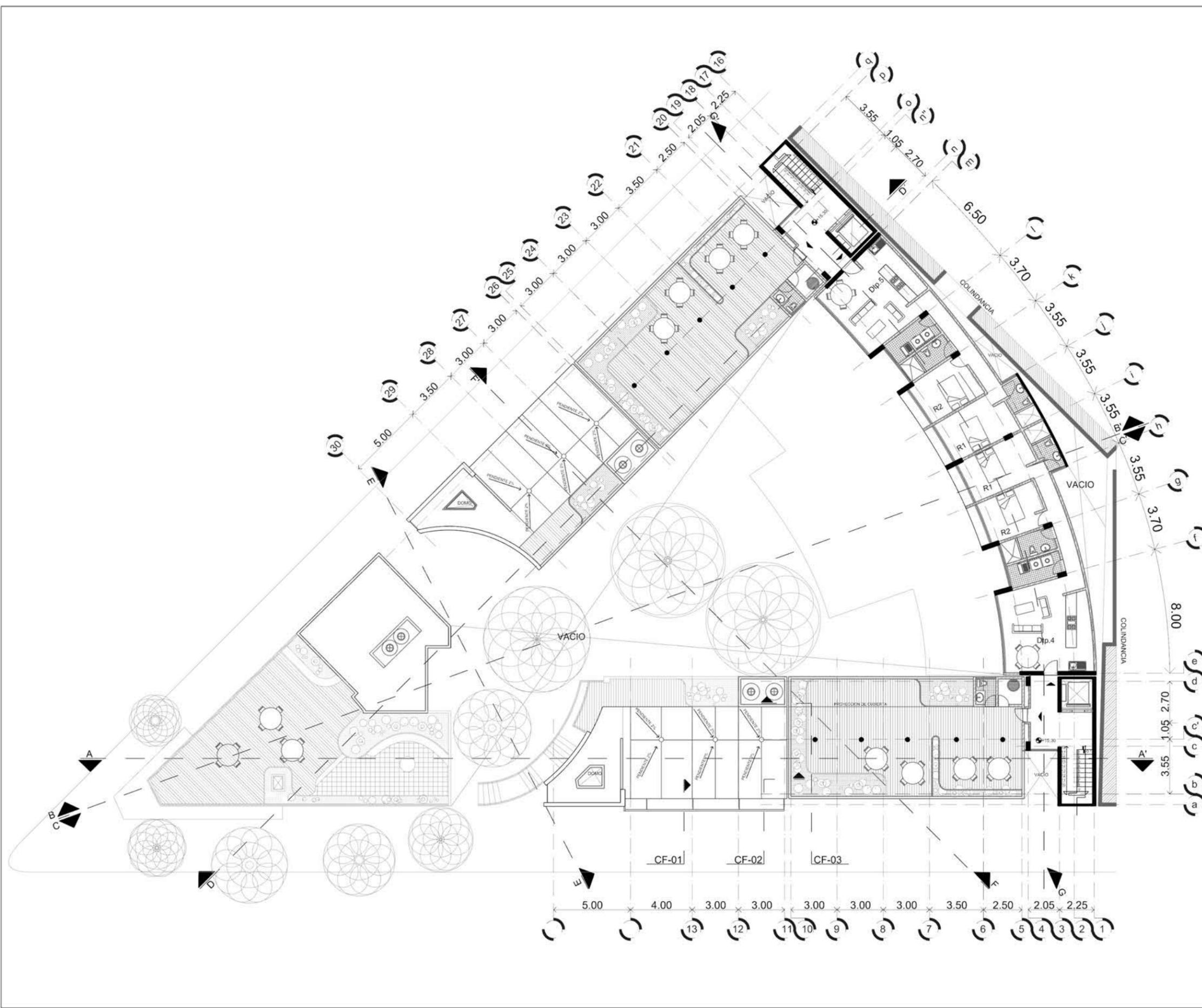
Arquitectura



PLANTA NIVEL 6

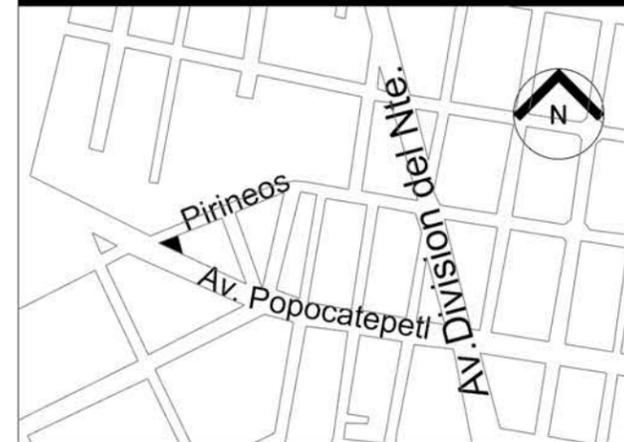
Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

A-06

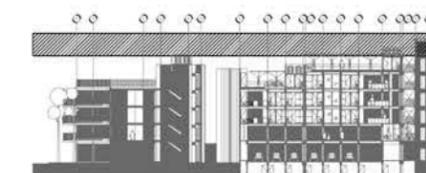




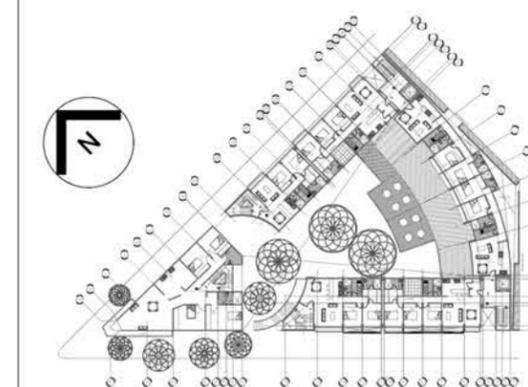
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

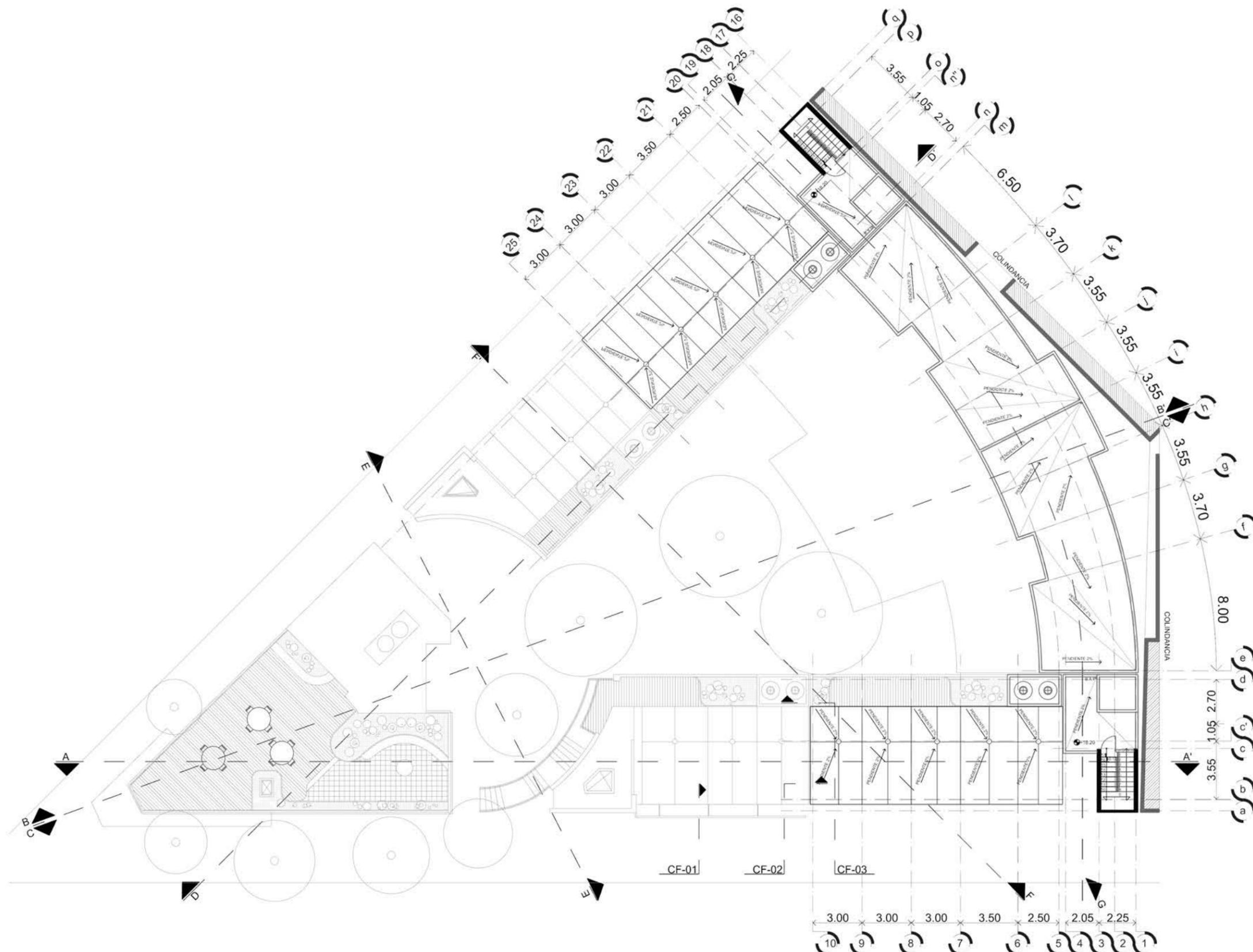
Arquitectura



PLANTA DE AZOTEA

Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

A-07

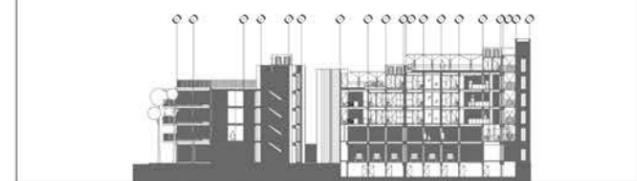




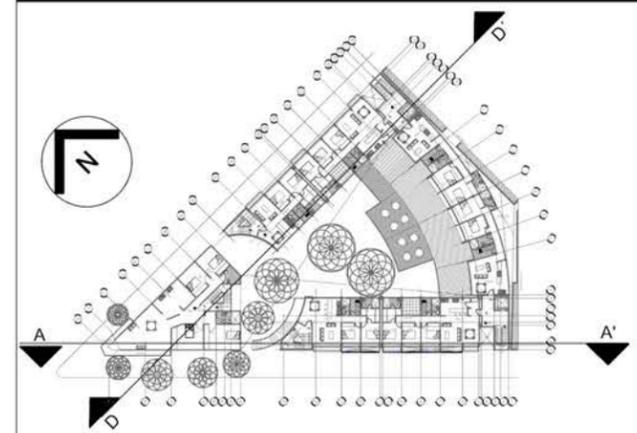
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

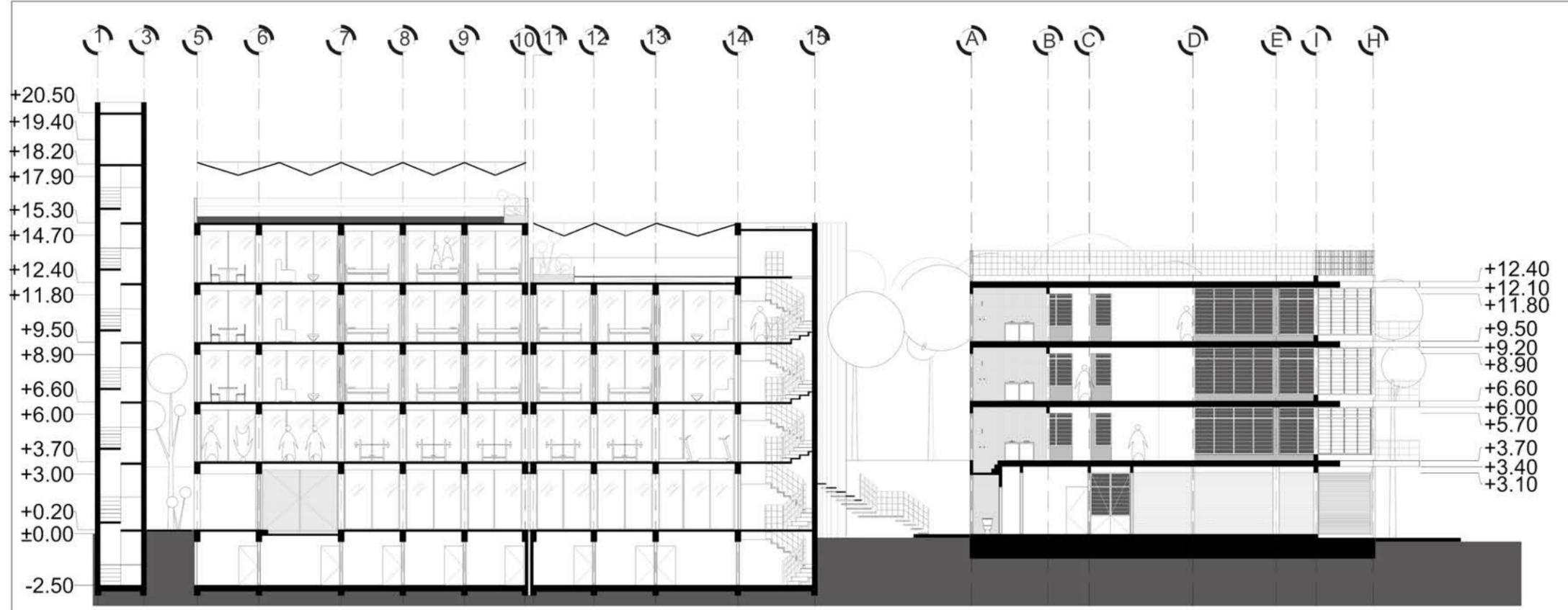
Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Arquitectura 0.0 1.0 3.0 6.0 10.0

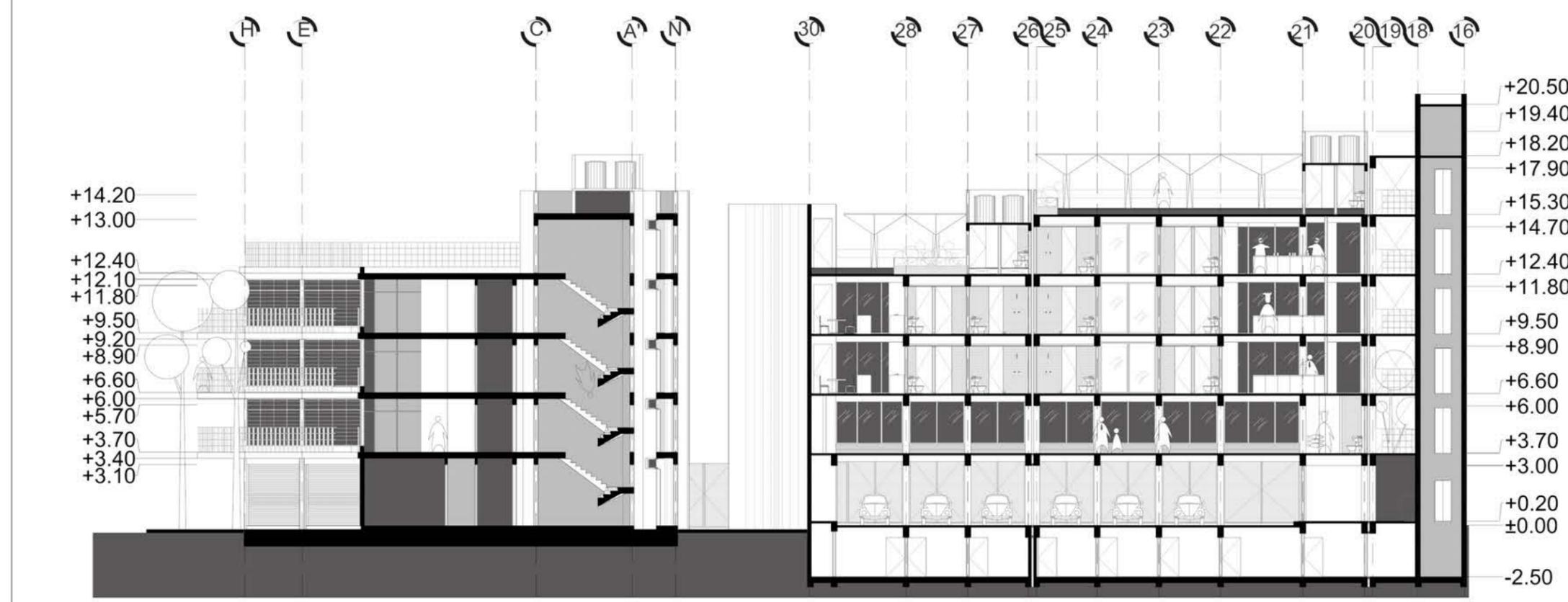
SECCIONES AA', DD'

Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

A-08



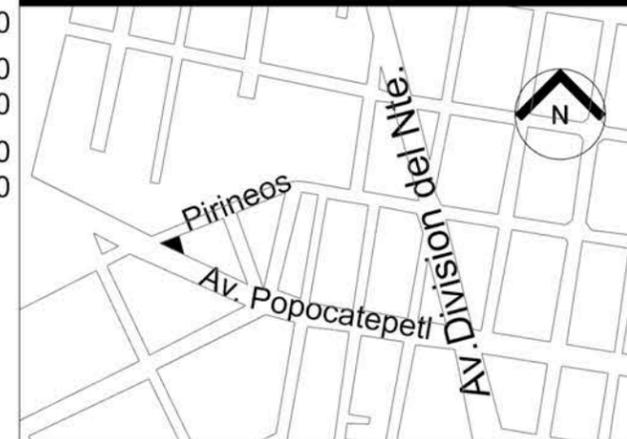
Sección AA'



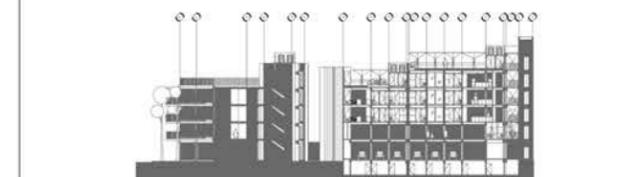
Sección DD'



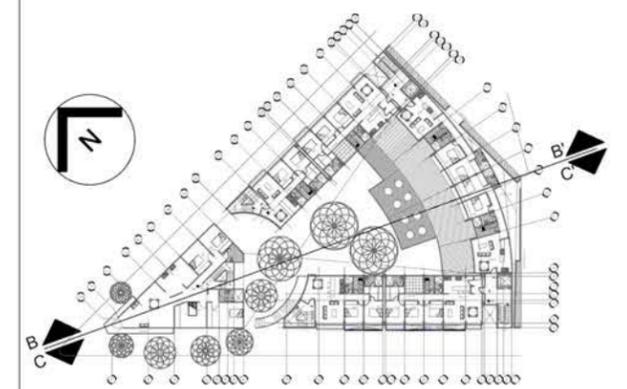
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

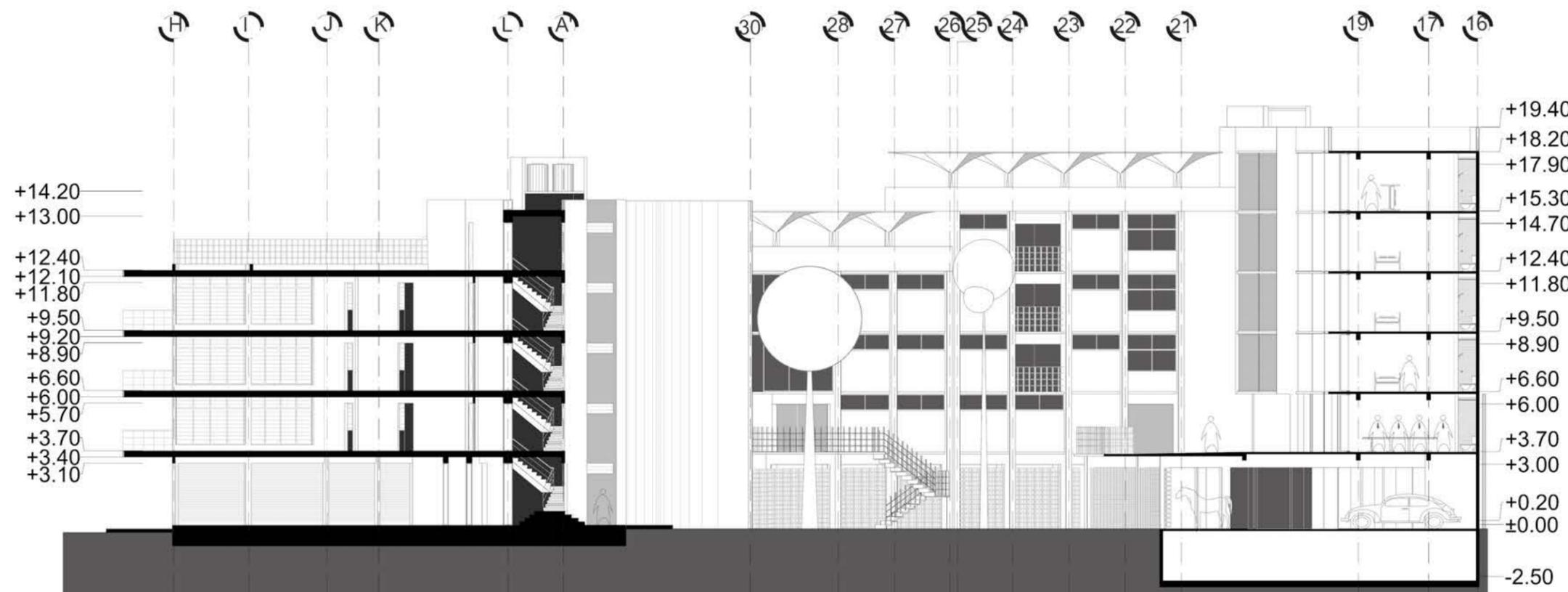
Arquitectura



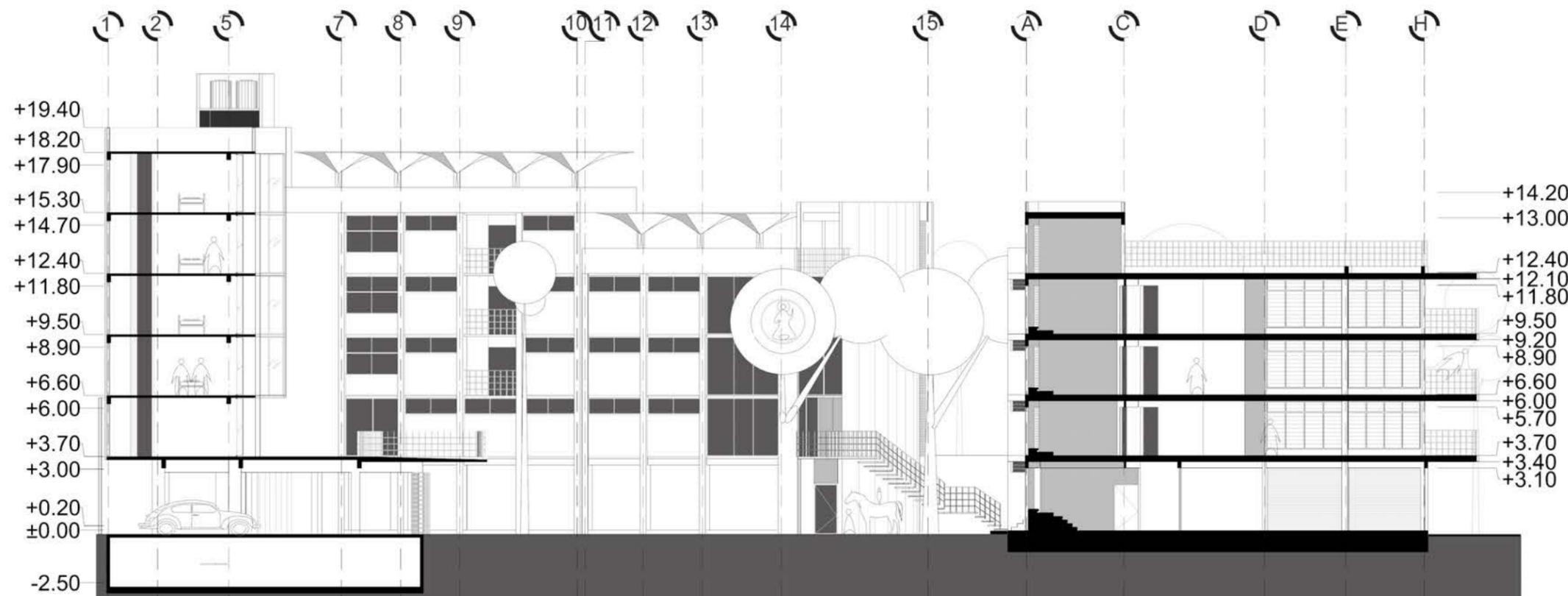
SECCIONES BB', CC'

Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

A-09



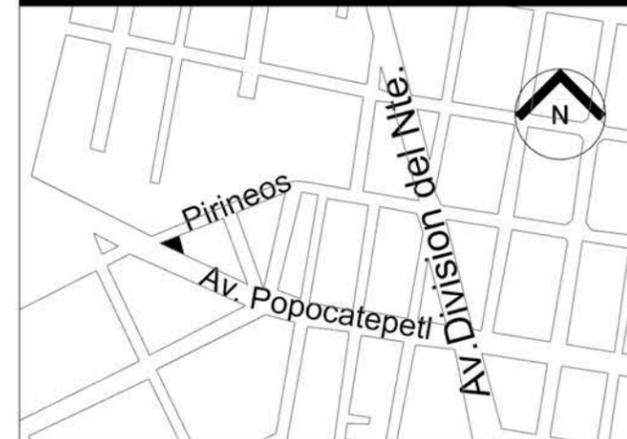
Sección BB'



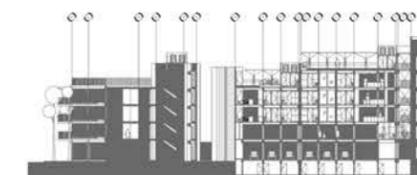
Sección CC'



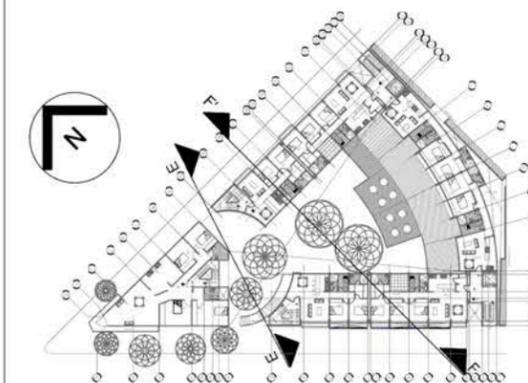
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

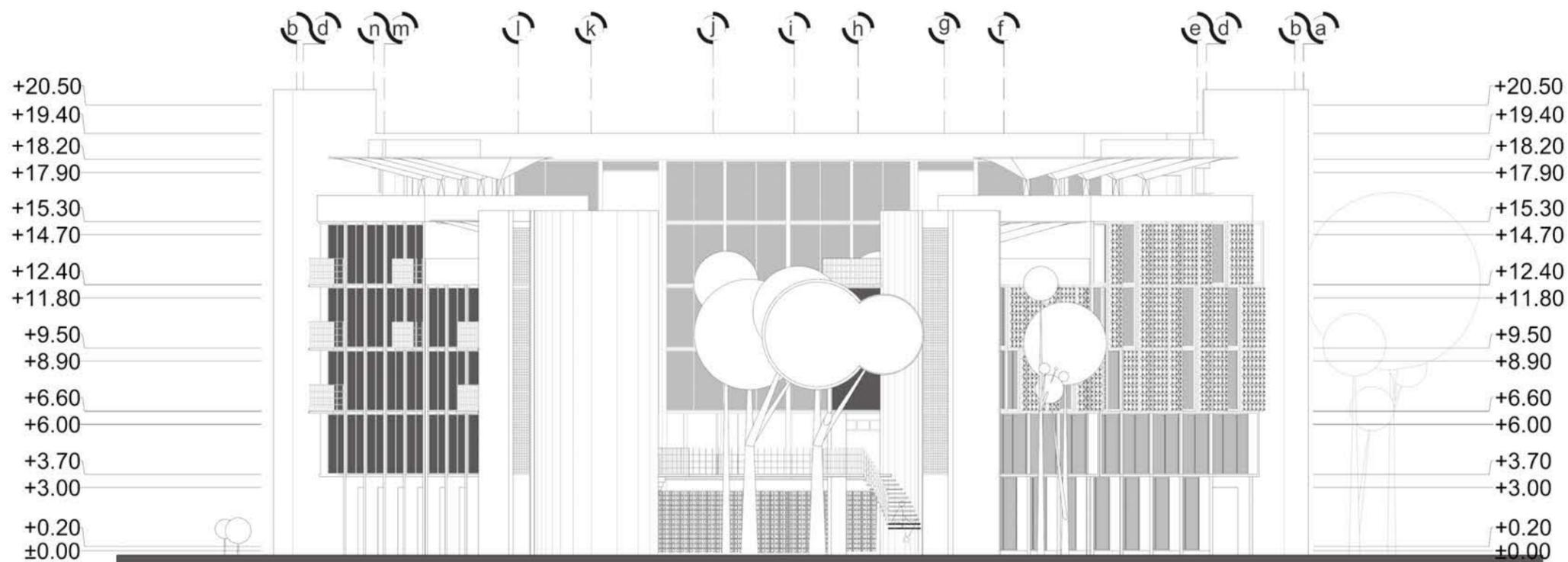
Arquitectura



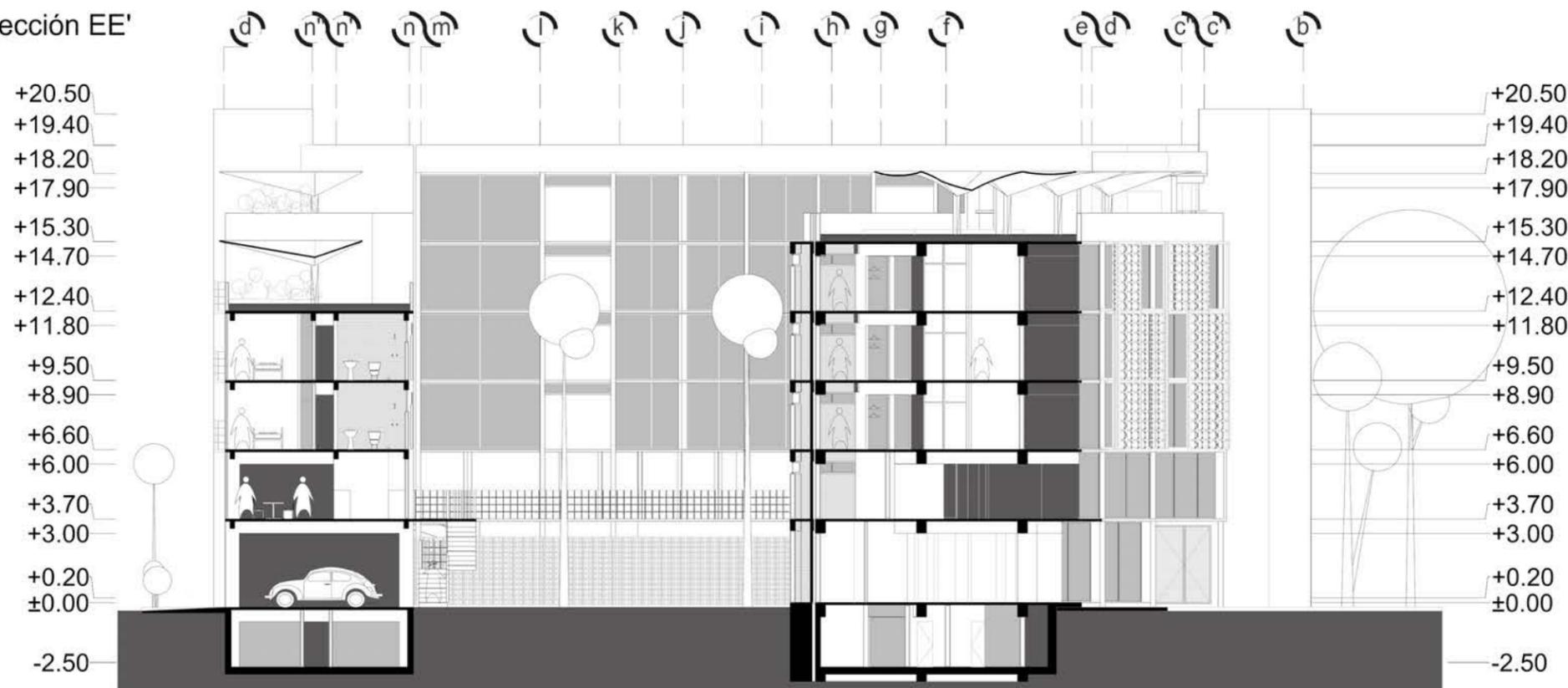
SECCIONES EE', FF'

Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

A-10



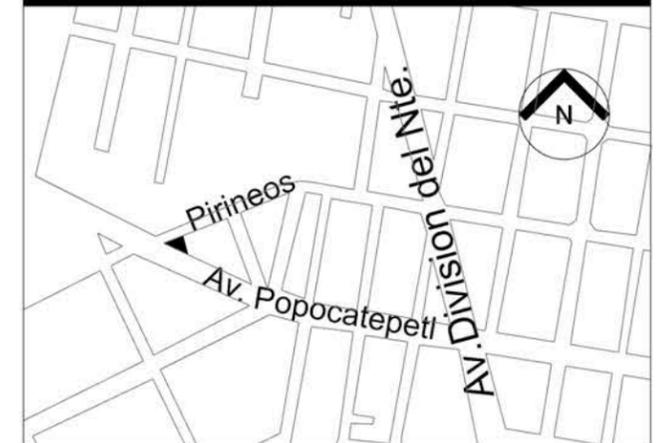
Sección EE'



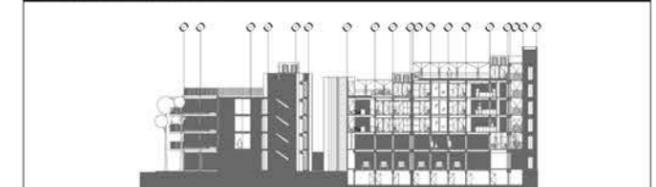
Sección FF'



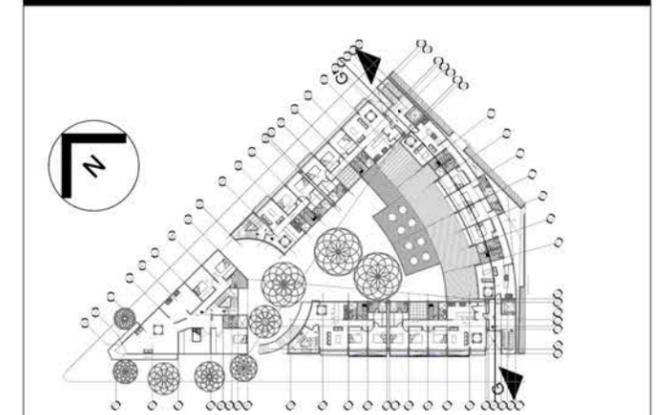
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

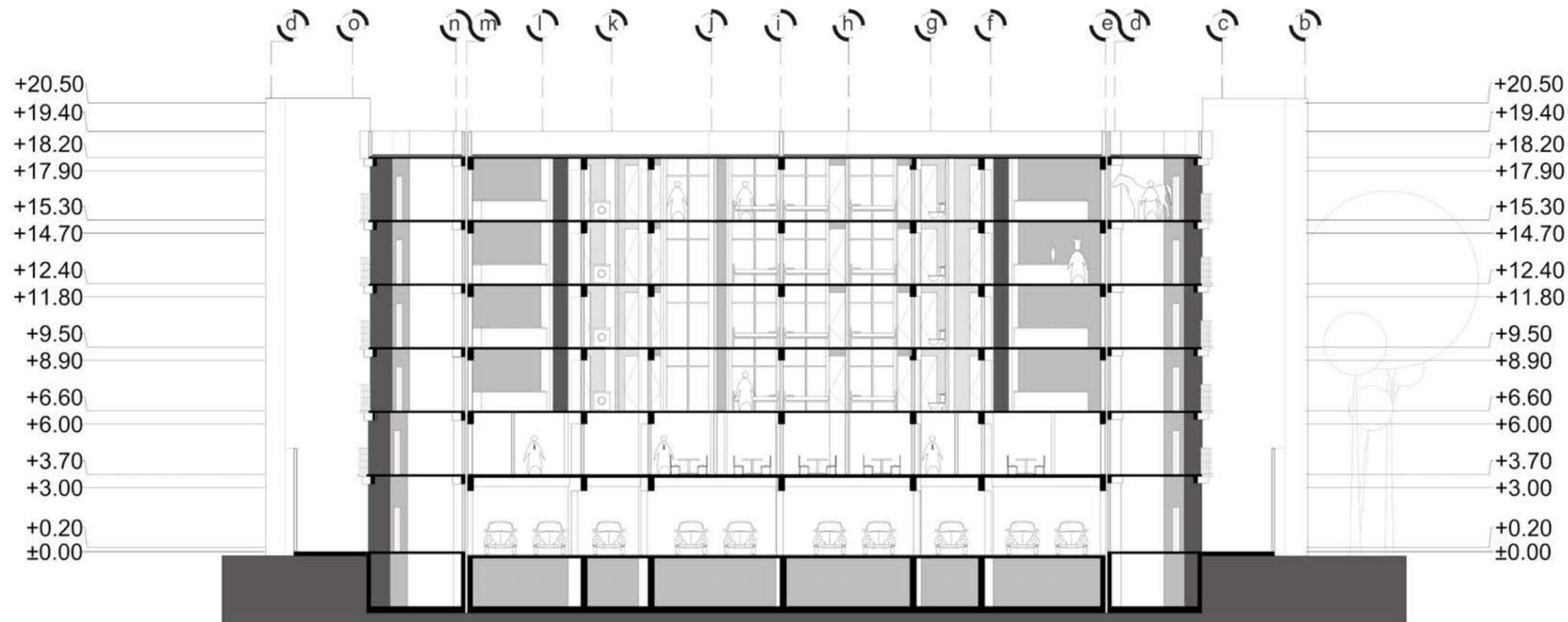
Arquitectura



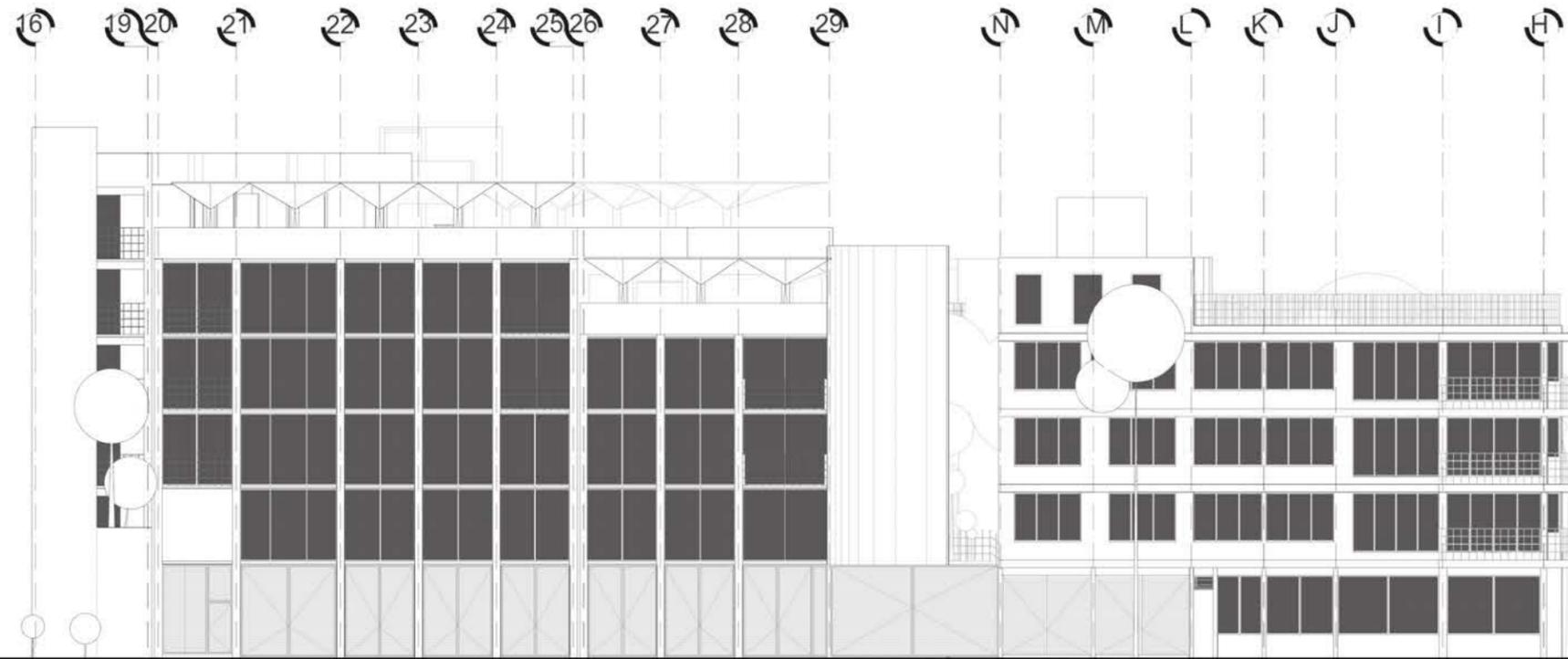
SECCIONES GG'

Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

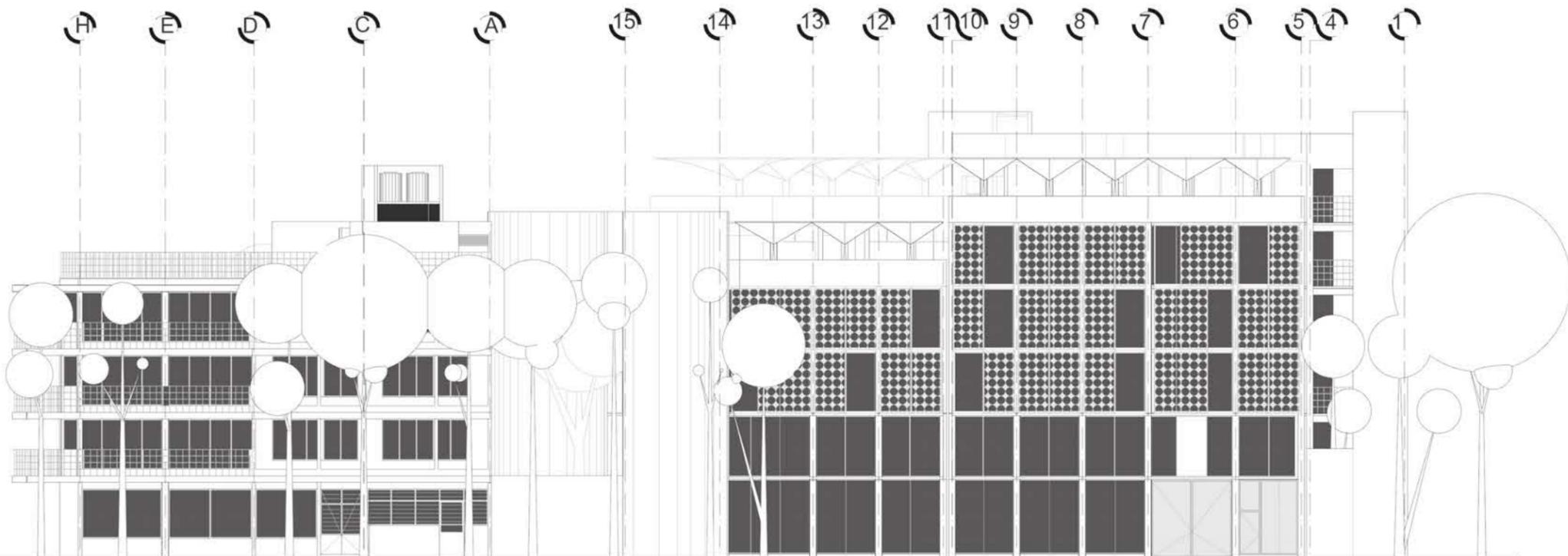
A-11



Sección GG'



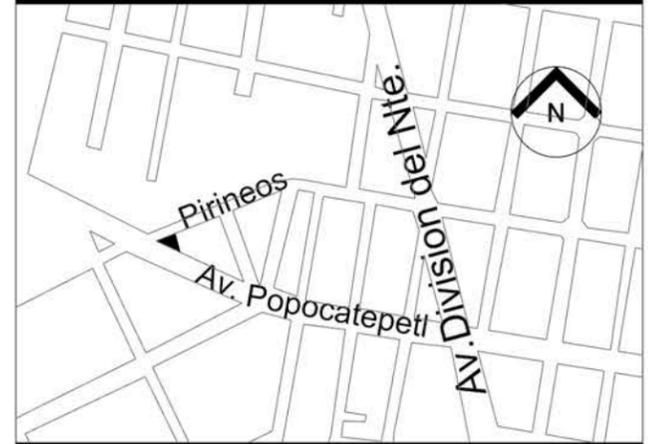
Fachada Norte



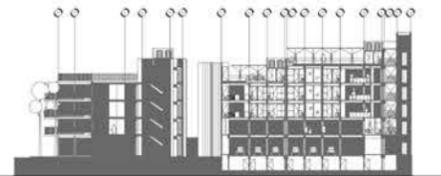
Fachada Sur



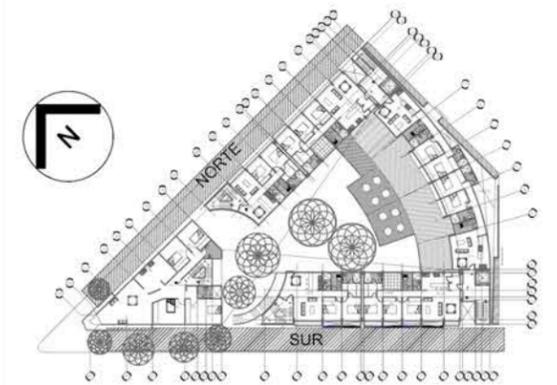
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Arquitectura

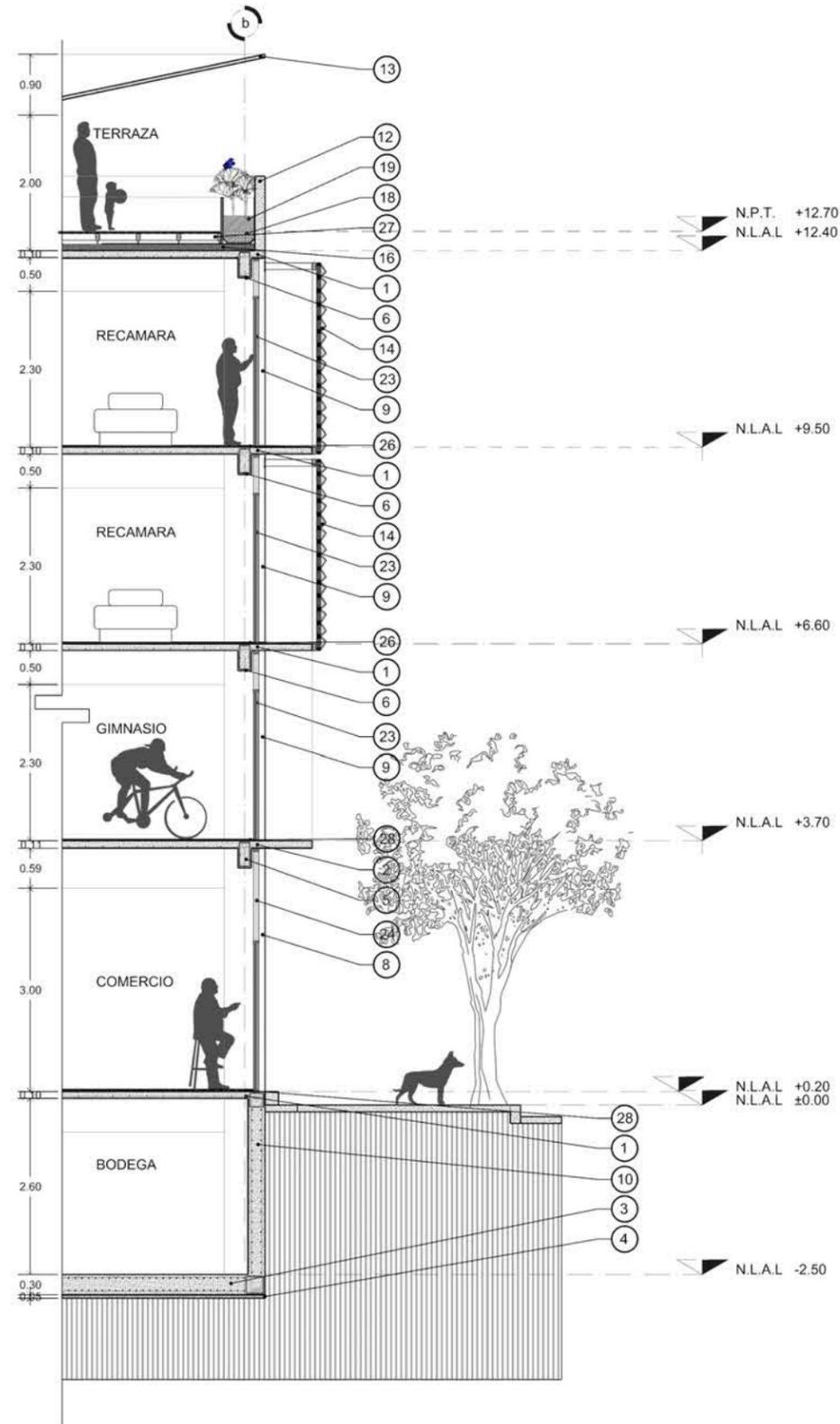
0.0 1.0 3.0 6.0 10.0

FACHADAS

Esc.: 1:250
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

A-12

CF-01:
CORTE POR FACHADA 01

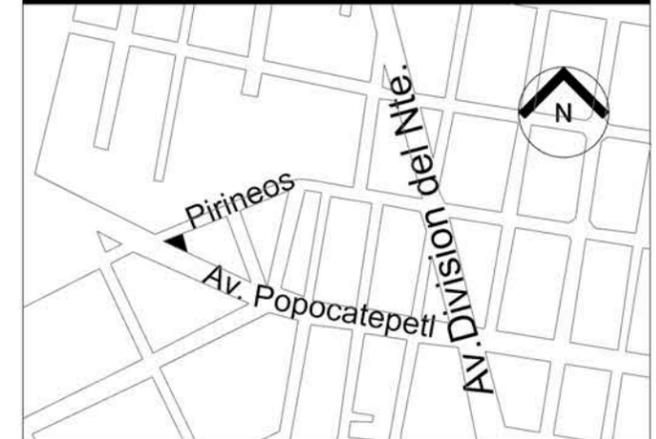


COMPONENTES

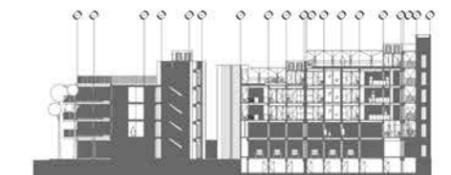
1. Losa de concreto armado maciza, peralte 10.00cm. Concreto $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
2. Losa de concreto armado maciza, peralte 11.00cm. Concreto $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
3. Losa de concreto armado maciza, peralte 30.00cm. Concreto $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
4. Plantilla de concreto $f'c = 100.00 \text{ kg/cm}^2$.
5. Trabe de concreto armado TB-01 de $30.00 \times 60.00 \text{ cm}$. Concreto $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
6. Trabe de concreto armado TB-02 de $20.00 \times 40.00 \text{ cm}$. Concreto $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
7. Trabe de concreto armado TB-03 de $30.00 \times 70.00 \text{ cm}$. Concreto $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
8. Contratrabe de concreto CTB-01 de $30.00 \times 60.00 \text{ cm}$. Concreto $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
9. Columna de concreto armado C-01 $30.00 \times 60.00 \text{ cm}$. Concreto $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
10. Muro de concreto armado M-01, espesor 25.00cm. Concreto $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
11. Muro de concreto armado M-02, espesor 15.00cm. Concreto $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
12. Pretil de concreto armado de 15.00cm de espesor. $f'c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$
13. Paraguas de concreto de súper alto desempeño $f'c = 2000.00 \text{ kg/cm}^2$.
14. Celosía de concreto de alta resistencia $f'c = 2000.00 \text{ kg/cm}^2$, montada sobre bastidores metálicos sujetos a la estructura principal vía perfiles OR de 4×2 " soldados a una placa de acero de $1/4$ ", fija a la estructura con adhesivo epóxico.
15. Muro de block de concreto aligerado, dimensiones: $15.00 \times 20.00 \times 40.00 \text{ cm}$, unido con pasta base mortero-arena en proporción 1:5.
16. Relleno fluido $f'c = 100.00 \text{ kg/cm}^2$. Incluye acabado base impermeabilizante vulcanizado, previa aplicación de sellador a dos manos, sobre la superficie nivelada.
17. Jardinera base placa de acero de $1/4$ " previa aplicación de pintura anticorrosiva.
18. Sustrato de 20.00cm de espesor base gravilla, previa aplicación de geotextil.
19. Sustrato de 20.00cm de espesor base tierra negra y tierra de hojas en proporción 50-50.
20. Junta para piso base sello de santopreno dual de 238.00mm, anclado directamente a la losa con pijas para concreto.
21. Junta para piso, base sello de compresión de neopreno de $4 \times 3/8$ ", unido a losa con adhesivo epóxico para una posterior aplicación de calor.
22. Junta para piso, base sello de espuma de 4", unido a losas con adhesivo epóxico.
23. Cancel de aluminio onodizado, incluye vidrio de 6.00mm.
24. Plafón base paneles de tabla-cemento, montada sobre bastidor de canales de amarre USG cal.22.
25. Aplanado base mortero arena proporción 1:5.
26. Piso de mármol 10.00mm de espesor. Incluye acabado base
27. Deck de PVC $2.20 \times 0.14 \times 0.025$ montando sobre subestructura metálica.
28. Acabado en piso: concreto pulido.
29. Acabado en piso: concreto lavado.
30. Piso de porcelanato de $60.00 \times 60.00 \text{ cm}$
31. Azulejo en muro.



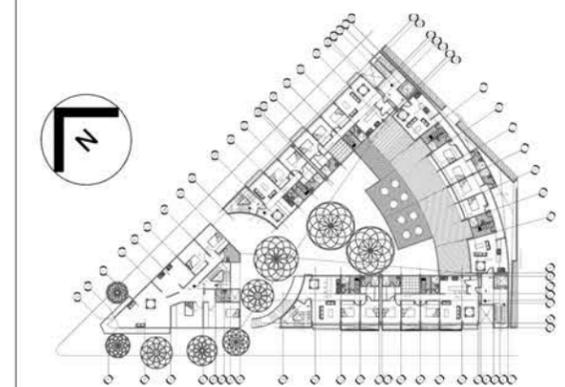
F.A. - Taller Max Cetto



Localización



Corte esquemático



Planta esquemática

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Arquitectura

CORTE POR FACHADA 01

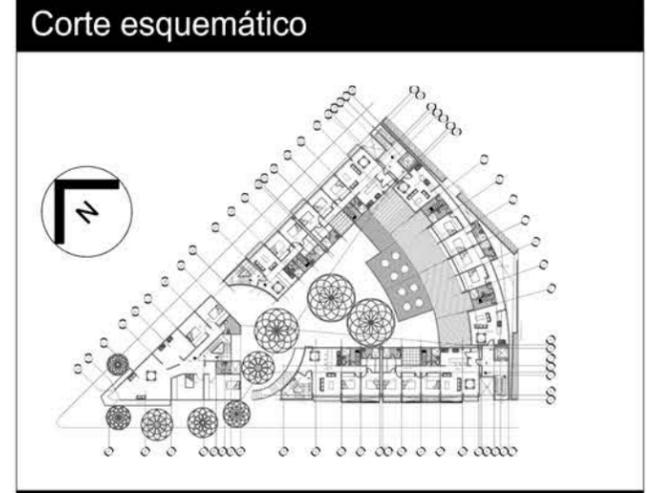
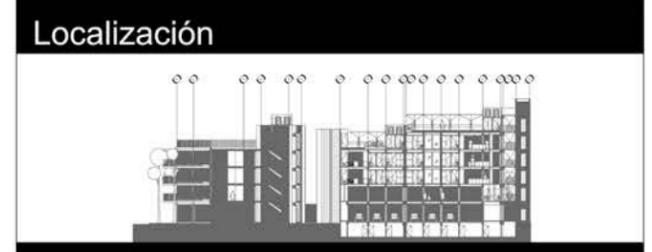
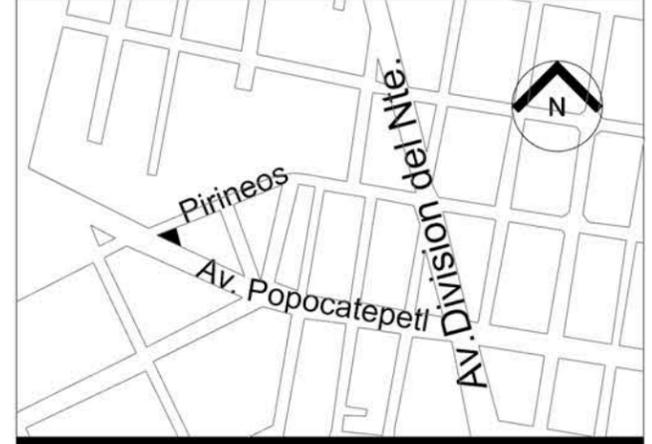
0.0 1.0 3.0 6.0 10.0

Esc.: 1:100
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

CF-01



F.A. - Taller Max Cetto



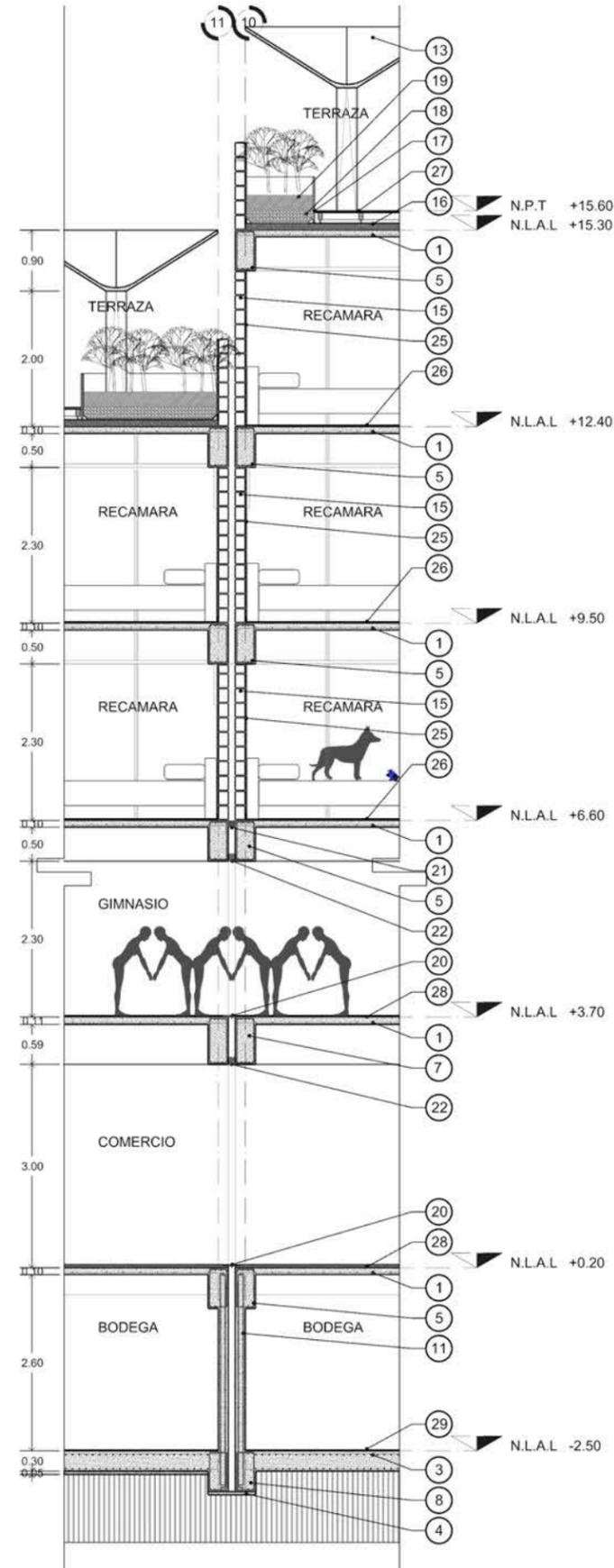
Planta esquemática
Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Arquitectura
CORTE POR FACHADA 02, 03

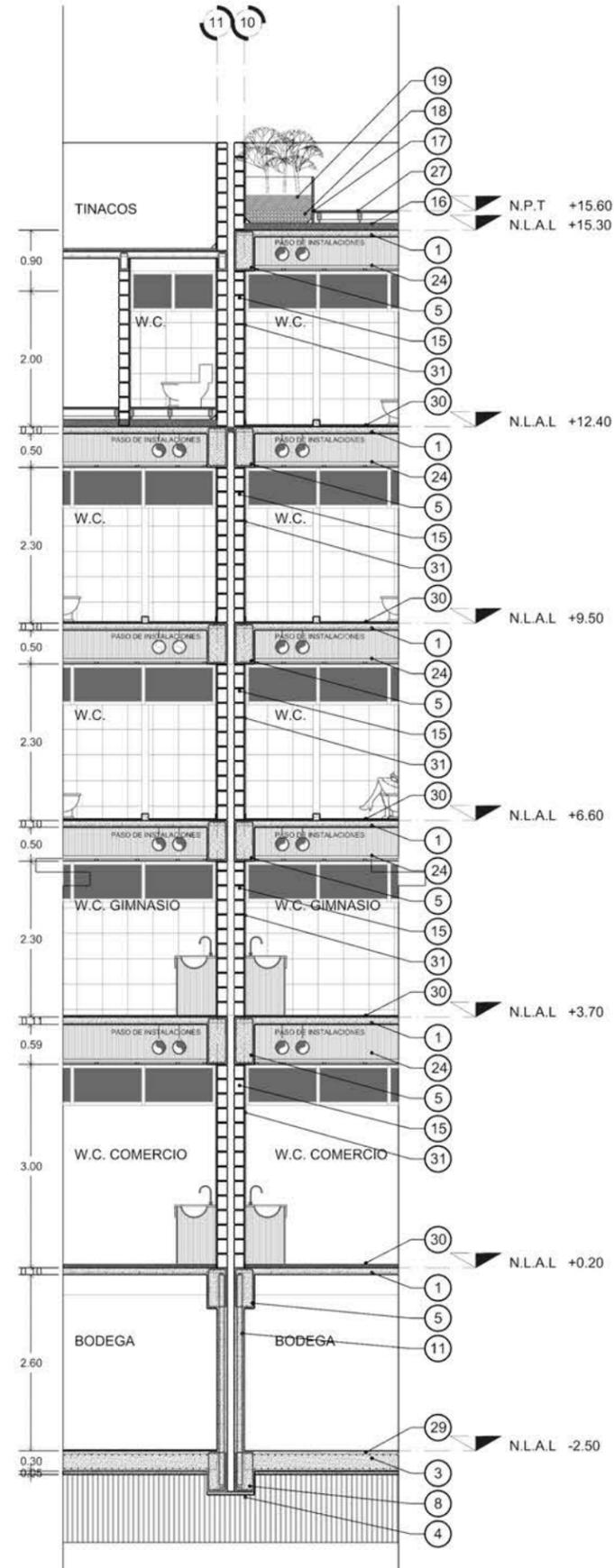
Esc.: 1:100
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

CF-02

CF-02: CORTE POR FACHADA 02



CF-03: CORTE POR FACHADA 03

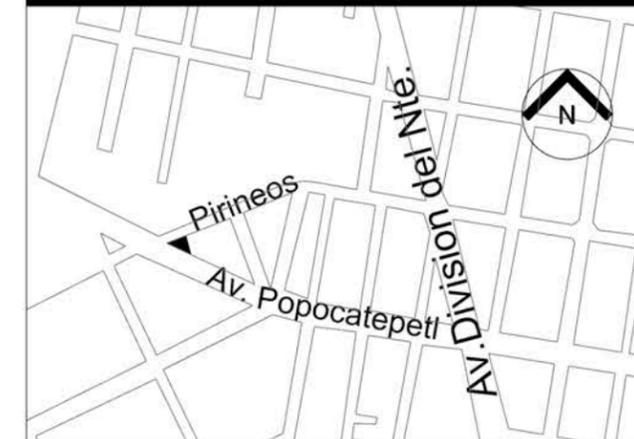


COMPONENTES

1. Losa de concreto armado maciza, peralte 10.00cm. Concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
2. Losa de concreto armado maciza, peralte 11.00cm. Concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
3. Losa de concreto armado maciza, peralte 30.00cm. Concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
4. Plantilla de concreto $f_c' = 100.00 \text{ kg/cm}^2$.
5. Trabe de concreto armado TB-01 de 30.00*60.00cm. Concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
6. Trabe de concreto armado TB-02 de 20.00*40.00cm. Concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
7. Trabe de concreto armado TB-03 de 30.00*70.00cm. Concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
8. Contratrabe de concreto CTB-01 de 30.00*60.00. Concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
9. Columna de concreto armado C-01 30.00*60.00cm. Concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
10. Muro de concreto armado M-01, espesor 25.00cm. Concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
11. Muro de concreto armado M-02, espesor 15.00cm. Concreto $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$ acero de refuerzo $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$, ver planos estructurales correspondientes.
12. Pretil de concreto armado de 15.00cm de espesor. $f_c' = 250.00 \text{ kg/cm}^2$
13. Paraguas de concreto de súper alto desempeño $f_c' = 2000.00 \text{ kg/cm}^2$.
14. Celosía de concreto de alta resistencia $f_c' = 2000.00 \text{ kg/cm}^2$, montada sobre bastidores metálicos sujetos a la estructura principal vía perfiles OR de 4*2" soldados a una placa de acero de 1/4", fija a la estructura con adhesivo epóxico.
15. Muro de block de concreto aligerado, dimensiones: 15.00*20.00*40.00 cm, unido con pasta base mortero- arena en proporción 1:5.
16. Relleno fluido $f_c' = 100.00 \text{ kg/cm}^2$. Incluye acabado base impermeabilizante vulcanizado, previa aplicación de sellador a dos manos, sobre la superficie nivelada.
17. Jardinera base placa de acero de 1/4" previa aplicación de pintura anticorrosiva.
18. Sustrato de 20.00cm de espesor base gravilla, previa aplicación de geotextil.
19. Sustrato de 20.00cm de espesor base tierra negra y tierra de hojas en proporción 50-50.
20. Junta para piso base sello de santopreno dual de 238.00mm, anclado directamente a la losa con pijas para concreto.
21. Junta para piso, base sello de compresión de neopreno de 4 3/8", unido a losa con adhesivo epóxico para una posterior aplicación de calor.
22. Junta para piso, base sello de espuma de 4", unido a losas con adhesivo epóxico.
23. Cancel de aluminio onodizado, incluye vidrio de 6.00mm.
24. Plafón base paneles de tabla-cemento, montada sobre bastidor de canales de amarre USG cal.22.
25. Aplanado base mortero arena proporción 1:5.
26. Piso de mármol 10.00mm de espesor. Incluye acabado base
27. Deck de PVC 2.20*0.14*0.025 montando sobre subestructura metálica.
28. Acabado en piso: concreto pulido.
29. Acabado en piso: concreto lavado.
30. Piso de porcelanato de 60.00*60.00cm
31. Azulejo en muro.



F.A. - Taller Max Cetto



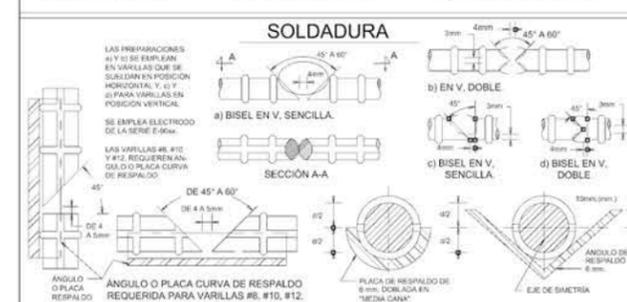
Localización

- 1.-Acotaciones dadas en metros
- 2.-Concreto: $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ CLASE I
- 3.-Concreto en firmes: $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en dalas y castillos: $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- 4.-Concreto en plantillas: $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
- 6.-Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, excepto vars. # 2 que son: $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

DETALLES DEL REFUERZO

		$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$					$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						
ϕ	D	L1	L2	L3	L4	L5	ϕ	D	L1	L2	L3	L4	L5
3	6	4	30	20	11	15	4	6	13				
4	8	5	41	26	15	20	5	6	17				
5	9	6	51	32	19	25	6	6	20				
6	11	11	58	39	23	30	8	8	26				
8	15	15	99	52	31	40	10	10	37				
10	27		160	64	38	56	17	13					

D = DIÁMETRO DE DOBLEZ L1 = LONGITUD DE TRASLAPE L2 = LONGITUD DE DESARROLLO



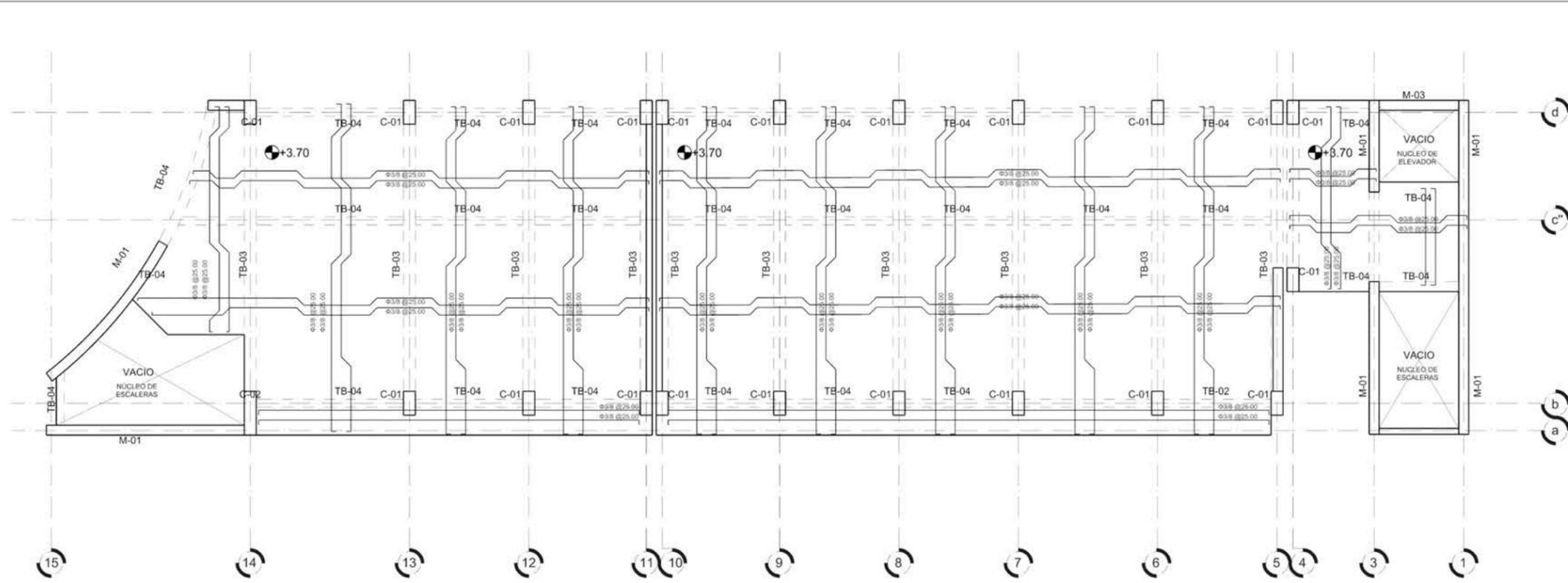
Notas

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

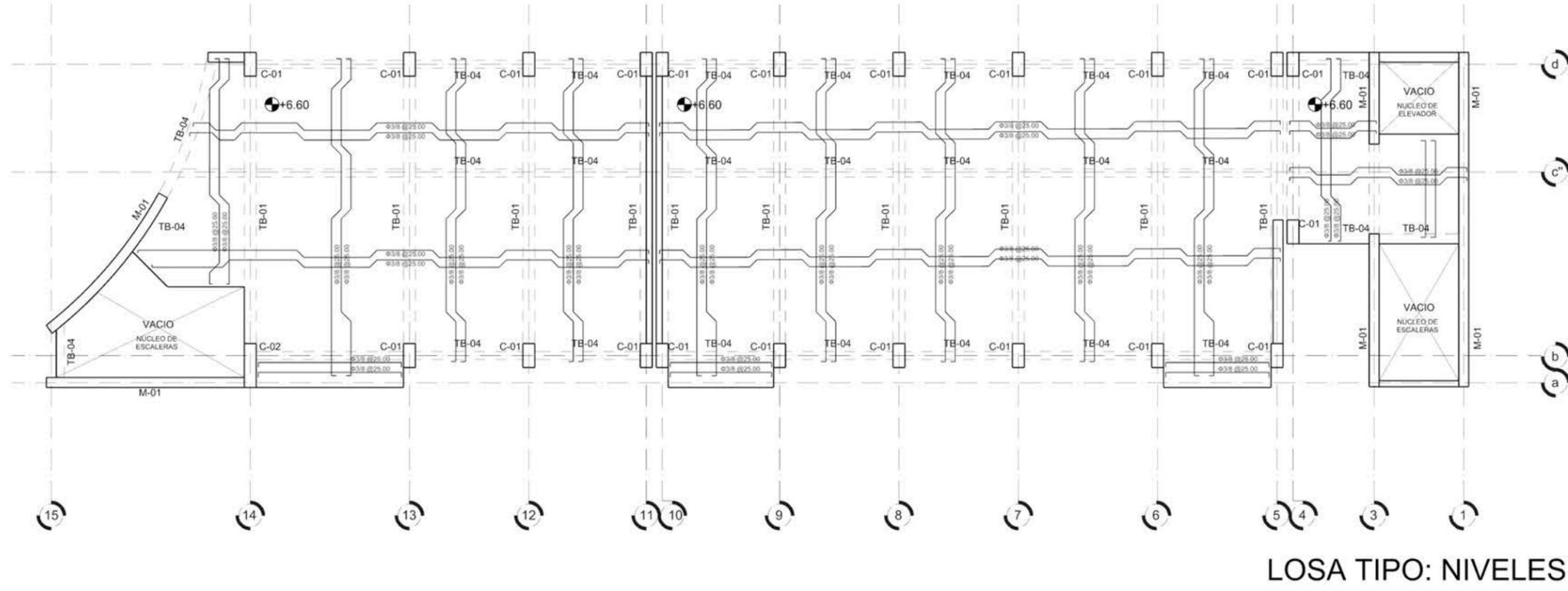
Estructura 0.0 1.0 3.0 6.0

LOSAS DE ENTREPISO
Esc.: 1:125
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

E-02



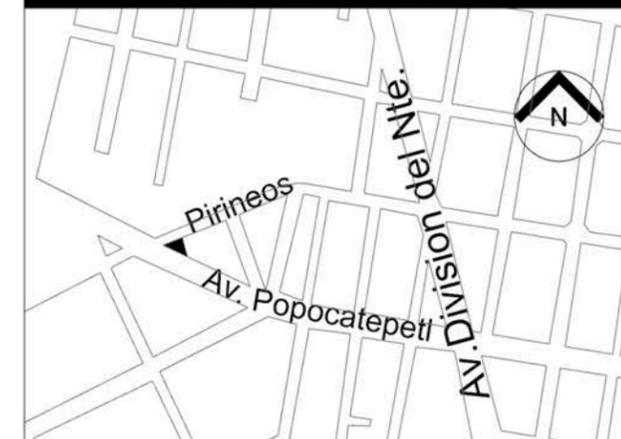
LOSA: ENTREPISO NIVEL 1



LOSA TIPO: NIVELES N2, N3



F.A. - Taller Max Cetto



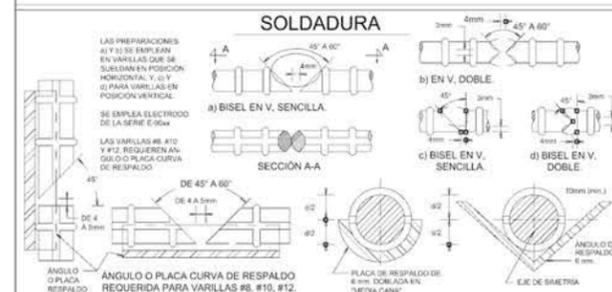
Localización

- 1.-Acotaciones dadas en metros
- 2.-Concreto: $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ CLASE I
- 3.-Concreto en firmes: $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en dalas y castillos: $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- 4.-Concreto en plantillas: $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
- 6.-Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}$, excepto vars. # 2 que son: $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}$

DETALLES DEL REFUERZO

#	D	d	$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$					$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$					
			L1	L2	L3	L4	L5	L1	L2	L3	L4	L5	
3	8	4	30	20	11	15	4	6	13				
4	8	5	41	26	15	20	5	6	17				
5	9	6	51	32	19	25	6	6	20				
6	11	11	58	39	23	30	8	8	28				
8	15	15	99	52	31	40	10	10	37				
10	27	16	164	64	38	66	17	13	—				

D = DIÁMETRO DE DOBLEZ L1 = LONGITUD DE TRASLAPE Ld = LONGITUD DE DESARROLLO



Notas

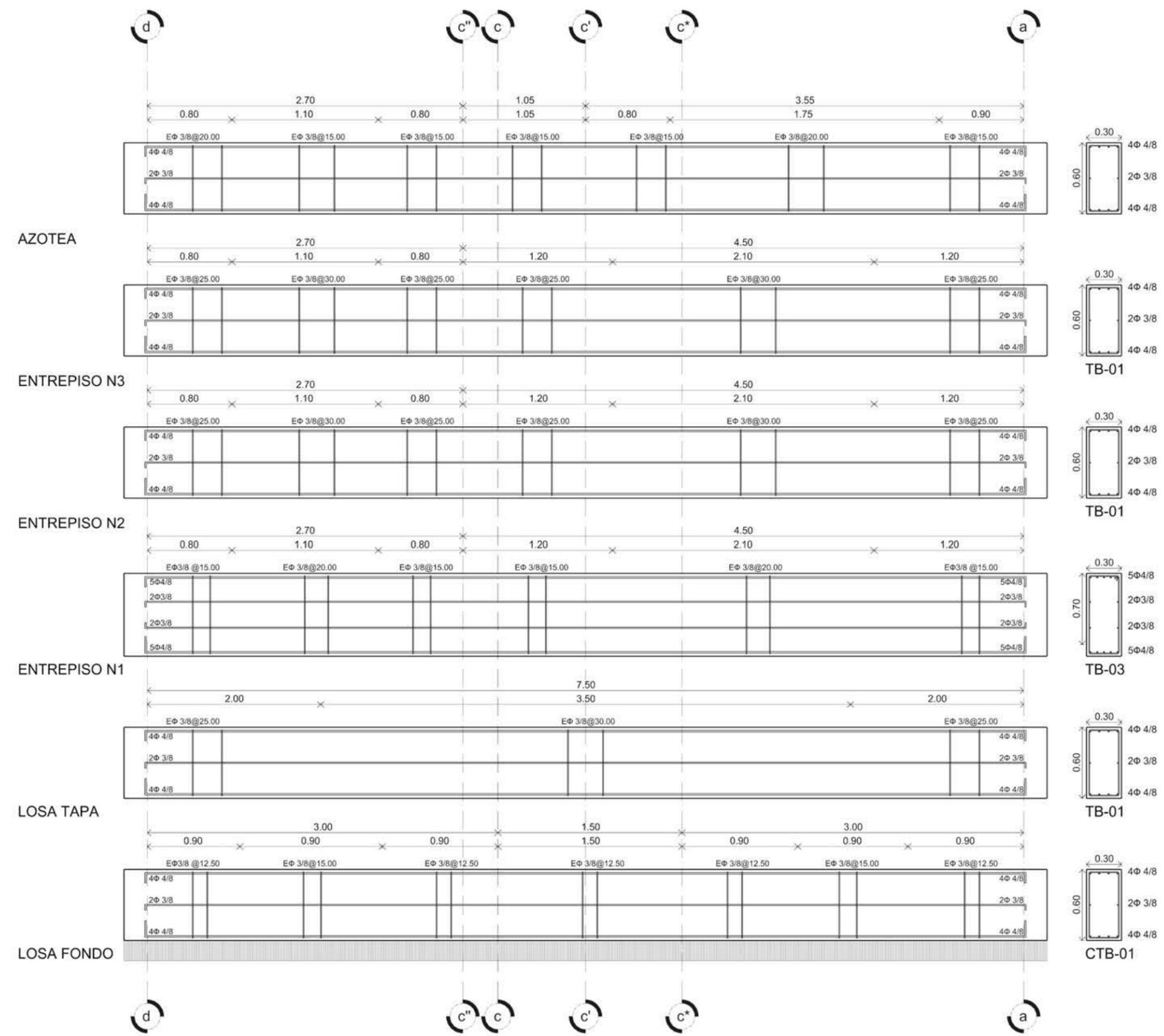
Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Estructura

DETALLES DE TRABES 0A

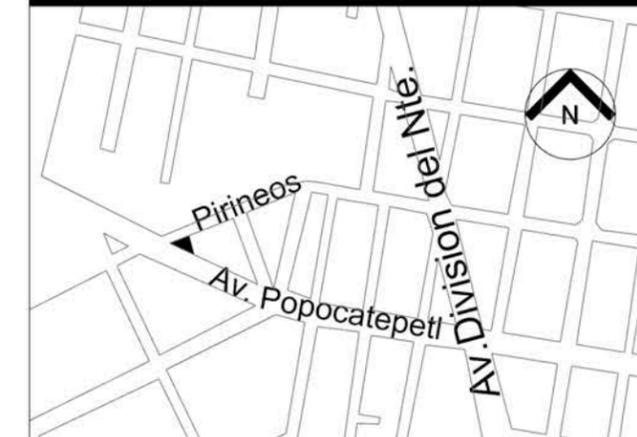
Esc.: S/E
 Cot.: metros
 Fecha: 00.00.00

E-04





F.A. - Taller Max Cetto



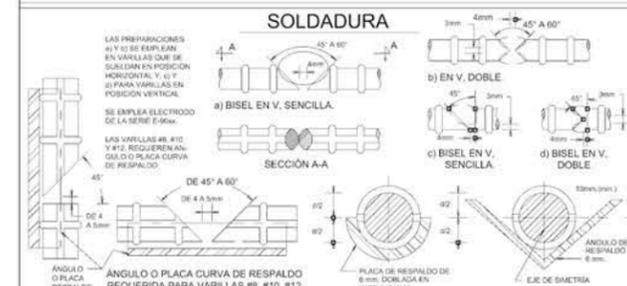
Localización

- 1.-Acotaciones dadas en metros
- 2.-Concreto: $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ CLASE I
- 3.-Concreto en firmes: $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en dalas y castillos: $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- 4.-Concreto en plantillas: $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
- 6.-Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}$, excepto vars. # 2 que son: $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}$

DETALLES DEL REFUERZO

		$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$					$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$								
ϕ	D	d	L1	L2	L3	L4	L5	ϕ	D	d	L1	L2	L3	L4	L5
3	6	4	30	20	11	15	4	6	13						
4	8	5	41	26	15	20	5	6	17						
5	9	6	51	32	19	25	6	6	20						
6	11	7	61	39	23	30	8	8	26						
8	15	9	81	52	31	40	10	10	37						
10	19	11	101	64	38	50	13	13	47						

D = DIÁMETRO DE DOBLEZ L1 = LONGITUD DE TRASLAPE L2 = LONGITUD DE DESARROLLO



Notas

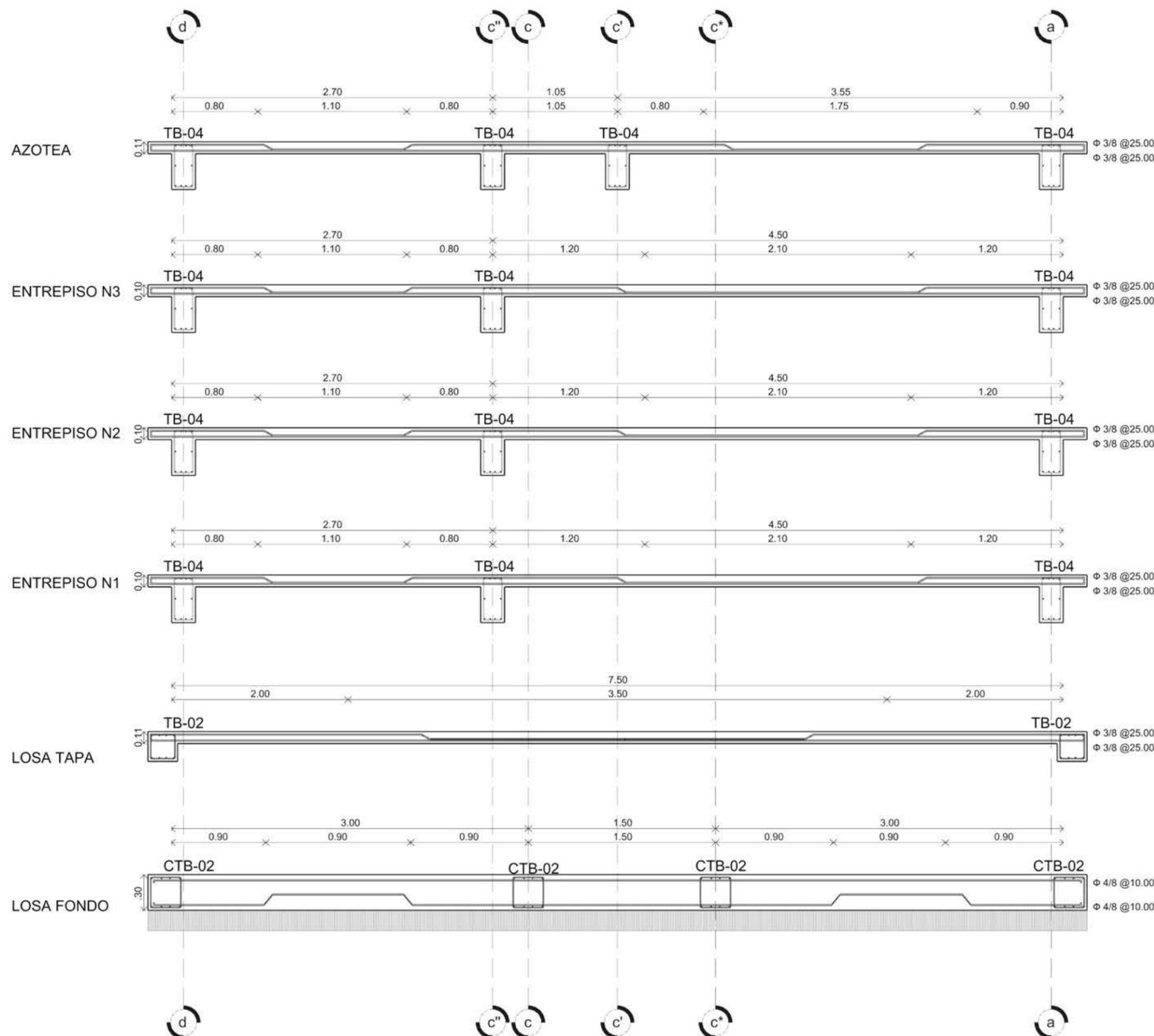
Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Estructura

DETALLES DE ARMADO DE LOSAS 0A

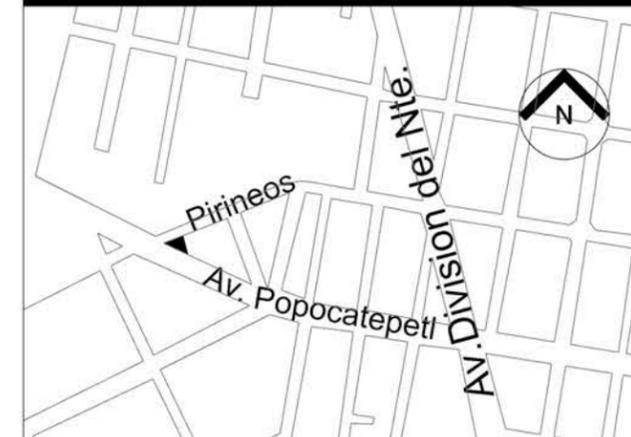
Esc.: S/E
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

E-05





F.A. - Taller Max Cetto



Localización

- 1.-Acotaciones dadas en metros
- 2.-Concreto: $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ CLASE I
- 3.-Concreto en firmes: $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en dalas y castillos: $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- 4.-Concreto en plantillas: $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
- 6.-Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}$, excepto vars. # 2 que son: $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}$

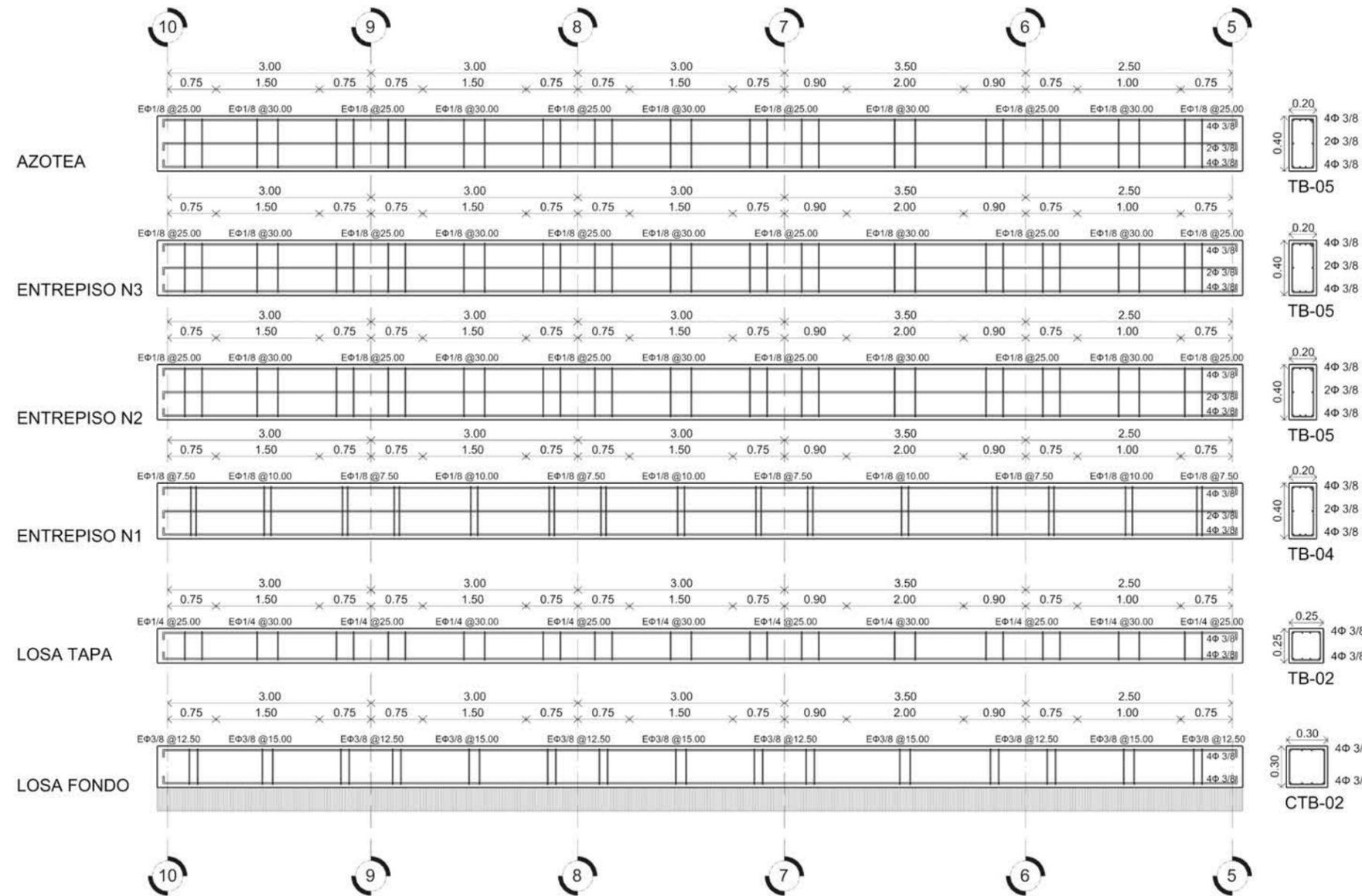
DETALLES DEL REFUERZO

		$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
D	d	L1	L2	L3	L4
3	6	4	30	20	11
4	8	5	41	26	15
5	9	6	51	32	19
6	11	7	58	39	23
8	15	10	75	52	31
10	20	14	100	70	41



D = DIÁMETRO DE DOBLEZ Ll = LONGITUD DE TRASLAPE Ld = LONGITUD DE DESARROLLO

SOLDADURA



Notas

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Estructura

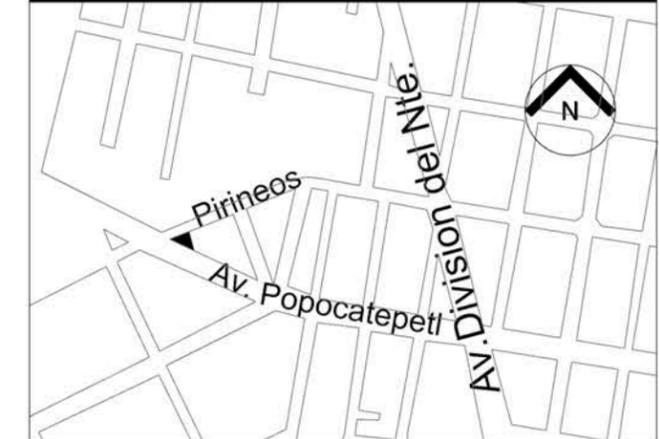
DETALLES DE TRABES 0B

Esc.: S/E
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

E-06



F.A. - Taller Max Cetto



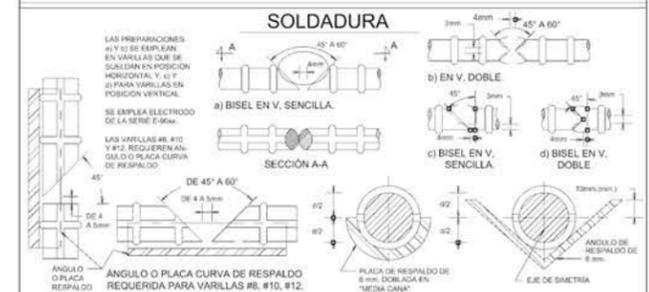
Localización

- 1.-Acotaciones dadas en metros
- 2.-Concreto: $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ CLASE I
- 3.-Concreto en firmes: $f_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto en dalas y castillos: $f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- 4.-Concreto en plantillas: $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
- 6.-Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}$, excepto vars. # 2 que son: $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}$

DETALLES DEL REFUERZO

		$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
ϕ	D	L_1	L_2	L_3	L_4
3	6	4	30	20	11
4	8	5	41	26	15
5	9	6	51	32	19
6	11	7	58	39	23
8	15	9	76	52	31
10	19	12	94	64	38

D = DIÁMETRO DE DOBLEZ L₁ = LONGITUD DE TRASLAPE L₂ = LONGITUD DE DESARROLLO



Notas

Dibujó: Axayacatl SÁNCHEZ SÁMANO

Estructura

DETALLES DE ARMADO DE LOSAS 0B

Esc.: S/E
Cot.: metros
Fecha: 00.00.00

E-07

