



Universidad Nacional del Nordeste
Facultad de Ingeniería

TRABAJO FINAL

PLAN DE TRABAJO:

**“Anteproyecto de la nueva terminal de ómnibus del
Área Metropolitana del Gran Resistencia”**

INTEGRANTES:

Ayala, Víctor José M.

Gualtieri, Griselda Soledad

Holsbach, Néstor Iván

TUTOR

Ing. Biain, Rolando

AÑO 2.017

Índice

I. CARACTERIZACIÓN DEL AMGR.....	I-4
I.1. Introducción.....	I-4
I.2. Ubicación geográfica.....	I-4
I.3. Análisis del código de planeamiento urbano de la ciudad de Resistencia.....	I-5
I.4. Estructura de vías de comunicación.	I-6
I.5. Infraestructura del AMGR.....	I-9
I.6. Expansión urbana	I-14
I.7. Clima	I-22
I.8. Temperatura.....	I-23
I.9. Viento	I-24
I.10. Precipitaciones.....	I-24
II. ANTECEDENTES Y ESTUDIO DE LAS PROBLEMÁTICAS DE LA ACTUAL ESTACIÓN TERMINAL DE ÓMNIBUS DE RESISTENCIA	II-27
II.1. Antecedentes	II-27
II.2. Problemáticas de la ETOR en relación con el crecimiento demográfico.....	II-31
II.3. Problemáticas de la ETOR con su entorno	II-34
III. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	III-61
III.1. Introducción	III-61
III.2. Objetivo	III-61
III.3. Metodología	III-61
III.3.a. Definición de las alternativas de emplazamiento	III-63
III.3.b. Comparación entre alternativas según los aspectos considerados	III-66
III.3.c. Selección de la mejor ubicación	III-68
III.4. Conclusión	III-69
IV. ESTUDIOS BÁSICOS	IV-70
IV.1. Objetivos.....	IV-70
IV.2. Estudio de suelo realizado por laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería	IV-70
IV.3. Resultados.....	IV-71
IV.3.a. Características generales de la obra	IV-72
IV.3.b. Características del lugar	IV-72

IV.3.c. Características de los suelos en los perfiles analizados:	IV-73
IV.3.d. Determinación de tensiones admisible.....	IV-73
IV.3.e. Sistema de fundación	IV-75
IV.4. Informe topográfico	IV-76
V. DISEÑO ARQUITECTÓNICO	V-77
V.1. Plan de necesidades.....	V-77
V.2. Organigrama funcional	V-78
V.3. Análisis de superficie	V-80
V.4. Diseño arquitectónico	V-83
V.5. Sistema constructivo	V-85
V.6. Balance de superficies.....	V-88
V.7. Factores de ocupación.....	V-88
V.8. Factores de Impermeabilización:	V-89
VI. CÁLCULO Y DIMENSIONADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	VI-91
VI.1. Introducción.....	VI-91
VI.2. Losas de hormigón armado.....	VI-91
VI.3. Diseño de vigas.....	VI-128
VI.4. Diseño de columnas.....	VI-163
VI.5. Diseño de fundaciones.....	VI-179
VI.5.a. Base cuadrada.....	VI-179
VI.5.b. Platea de fundación	VI-184
VI.6. Determinación de número de plataformas – dársenas de colectivos necesarias	VI-205
VI.7. Dimensionamiento del paquete estructural de las dársenas de colectivos..	VI-210
VI.7.a. Análisis.....	VI-211
VI.7.b. Cálculo del TMDA.....	VI-211
VI.7.c. Estudio de tránsito.....	VI-213
VI.7.d. Factor de seguridad de cargas	VI-217
VI.7.e. Subrasante ó Subbase	VI-218
VI.7.f. Base.....	VI-219
VI.7.g. Resistencia del hormigón de la calzada	VI-221
VI.7.h. Cálculo del espesor de calzada.....	VI-221
VI.7.i. Diseño de juntas.....	VI-228

VI.8. Dimensionamiento del estacionamiento vehicular.	VI-236
VI.8.a. Criterios de diseño.....	VI-236
VI.8.b. Zona de tránsito vehicular. Dimensionamiento del paquete estructural. ...	VI-238
VI.8.c. Zona de módulos de estacionamiento:	VI-243
VI.9. Desagüe pluvial de la estación terminal de ómnibus.....	VI-247
VI.9.a. Determinación de los parámetros	VI-248
VI.10. Cálculo de caudal erogado por la cubierta.....	VI-256
VI.10.a. Determinación de los parámetros	VI-256
VII. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	VII-263
VII.1. Introducción	VII-263
VII.2. Computo métrico.....	VII-263
VII.3. Análisis de precios unitarios	VII-264
VII.4. Costo de la mano de obra	VII-264
VII.5. Costo – Costo	VII-265
VII.6. Costo.....	VII-265
VII.7. PRESUPUESTO – PRECIO DE OFERTA	VII-266
VIII. Evaluación SocioEconómica del anteproyecto.	VIII-270
VIII.1. Metodología	VIII-270
VIII.1.a. Aplicación de la metodología propuesta.	VIII-271
VIII.1.b. Beneficios económicos.....	VIII-271
VIII.2. Costos económicos.....	VIII-272
VIII.3. Procedimiento de Evaluación.	VIII-273
VIII.4. Flujo de beneficios y costos económicos e indicadores de rentabilidad	VIII-273
VIII.5. Conclusiones	VIII-274
IX. Bibliografía	IX-275

I. CARACTERIZACIÓN DEL AMGR

I.1. Introducción

La problemática planteada en el presente trabajo es el estudio y diagnóstico de la estación terminal de ómnibus de la ciudad de Resistencia, la cual está estrechamente relacionada con el crecimiento poblacional de los últimos años.

La ciudad de Resistencia, capital de la provincia del Chaco, en los últimos años tuvo un crecimiento demográfico del 11% entre el año 2001 y 2010 (INDEC), respecto a la ocupación hotelera, la cual tuvo un crecimiento del 13,5% en el mes de marzo del año 2017, comparado con el mismo mes del año anterior (INDEC). Esto se ve reflejado en la falta de eficiencia que presentan algunos equipamientos públicos para brindar confort y seguridad a las personas que hacen uso de ellos. Entre éstas se encuentra la estación terminal de ómnibus de Resistencia (ETOR).

I.2. Ubicación geográfica

La provincia del Chaco se encuentra ubicada en el noreste de la República Argentina, formando parte de la región NEA, en la misma se encuentra al Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR), un aglomerado urbano formado por las ciudades de Resistencia, Barranqueras, Fontana y Puerto Vilelas (ver Figura I-1)



Figura I-1. Conglomerado urbano (fuente: Google Earth, 2017)

Resistencia es la ciudad capital de la provincia, cabecera del departamento de San Fernando, cuya población se estima en 390.874 habitantes según el censo 2010 (INDEC). Está ubicada geográficamente a $27^{\circ}27'15''$ de latitud sur y $58^{\circ}59'$ de longitud oeste.

En la ciudad de Resistencia, el principal portal de ingreso terrestre-automotor a la misma es la estación terminal de ómnibus, potenciándola, así como capital de la provincia, encontrándose además ésta en vías de progreso y desarrollo.

Se define estación terminal de ómnibus como el conjunto de instalaciones que funcionan como unidad de servicios permanentes, junto a los equipos, órganos de administración, servicios a los usuarios, a las empresas de transporte y a su parque automotor, donde se concentran las empresas autorizadas-habilitadas que cubren rutas que tienen como origen, destino o tránsito un respectivo municipio o localidad.

La estación terminal de ómnibus de la ciudad de Resistencia (ETOR) se encuentra localizada al oeste de la ciudad, en la intersección de las avenidas Malvinas Argentinas y Gobernador Mac Lean, a 800 metros de la ruta nacional n°11 y a 3,5km del Aeropuerto Internacional de la ciudad.

Según el código de planeamiento urbano la terminal está inserta en el distrito E4, área destinada a equipamiento comercial.

Cabe destacar la conexión que existe entre la avenida Malvinas Argentinas con la RN n°11 y a través de esta con la RN n°16, siendo estas dos últimas pertenecientes a la red vial troncal. La red troncal conforma la infraestructura vial más importante del país.

La RN n°11 une las provincias de Santa Fe, Chaco y Formosa. Nace en la circunvalación de la ciudad Rosario y finaliza en el puente internacional san Ignacio de Loyola en el límite con el Paraguay, con una longitud de 980km.

La RN n°16 posee una longitud de 707km, con una orientación cardinal este a oeste. Iniciando en la provincia de Corrientes, atraviesa Chaco, Santiago del Estero y finaliza en Salta comunicando así a la región la NEA y NOA, formando parte del corredor bioceánico de Brasil y Chile.

I.3. Análisis del código de planeamiento urbano de la ciudad de Resistencia

Como primera medida se realizará un análisis del código de planeamiento urbano de la ciudad de Resistencia, a fin de determinar las zonas permisibles para la ubicación de nuestro objeto de estudio. Esta es la pieza normativa reglamentaria que rige en los cuatro municipios de: Resistencia, Barranqueras, Fontana y Puerto Vilelas (AMGR), encargada de regular todo lo referente a configuración de la estructura urbana, el control de usos y la ocupación del suelo, dividiendo a la ciudad en zonas llamadas “distritos de zonificación” los cuales son:

- a) Distrito general

C1: Área central

C2: Centro principal

C3: Centro local

C4: Centro vecinal

b) Distritos residenciales

R1: Residencial de alta densidad

R2: Residencial de densidad media

R3: Residencial de baja densidad

R4: Residencial de baja densidad

R5: Residencial parque

c) Distritos de equipamientos

E1: Equipamiento institucional

E2: Equipamiento local

E3: Equipamiento comercial

E4: Equipamiento comercial

E5: Equipamiento general

E6: Equipamiento determinado

E7: Equipamiento espacial

d) Distritos industriales

I1-I2-I3: Industrial local

I4: Industrial especial

I.4. Estructura de vías de comunicación.

El Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR) conformada por los municipios de Resistencia, Barranqueras, Puerto Vilelas y Fontana, forma un sistema urbano continuo totalizando una superficie de 33.678 hectáreas, cuyo eje de estructuración es la ciudad de Resistencia, la que concentra la mayor parte de actividades administrativas, comerciales y de servicios en general con una superficie de 20.196 hectáreas (Municipalidad de Resistencia 1995).

Conocer la configuración de la red vial principal de la ciudad es una de las variables de mayor importancia para la selección de la mejor ubicación de la estación, ya que esta debe tener como característica un acceso rápido a la misma.

Según el código de planeamiento urbano, esta red vial principal está conformada por:

Una red primaria: constituida por los tramos de rutas nacionales y provinciales, que posibilitan los accesos regionales y distribuyen el tránsito hacia la red vial secundaria. Son las rutas nacionales n°11 y n°16 que convierten a la ciudad en un nodo multimodal de transporte, estratégicamente localizado en relación con el MERCOSUR.

Además, cabe destacar que la RN n°16 y Autovía Nicolás Avellaneda permite la comunicación terrestre en ambos márgenes de la hidrovía Paraná – Paraguay y el corredor bioceánico entre Antofagasta (Chile) y Porto Alegre (Brasil).

Resistencia se destaca en medio de estas realidades como nudo geográfico en la porción sudamericana del Cono Sur, integrada por Argentina, Brasil, Paraguay, Uruguay y Chile, dentro del Mercosur y en proceso de integración de América Latina.

Una red secundaria: son las arterias de tránsito rápido que distribuyen los principales flujos de circulación dentro de la ciudad y son salidas de la misma. Estas son periféricas a áreas centrales para evitar su congestión. Pertenecen a esta categoría las avenidas que son accesos a la ciudad desde la red primaria como ser:

Los accesos del sector sur de la ciudad, desde RN n°11, Av. Malvinas Argentinas - Soberanía Nacional, luego las avenidas: 25 de mayo - 9 de Julio, Av. Alvear - Castelli, Av. Marconi –Edison.

Los principales accesos norte a la ciudad de Resistencia se dan por medio de las avenidas Sarmiento y Sabin, las cuales se conectan a la ruta Nicolás Avellaneda. Cabe mencionar que la avenida 25 de mayo es uno de los principales accesos a las ciudades tanto de Resistencia (al este) como la ciudad de Fontana (al noroeste).

Una red terciaria: son aquellas vías que conectan entre sí las áreas centrales y comerciales por las cuales deben circular el mayor flujo de transporte de colectivos urbanos. Estas redes están en conexión directa a la red secundaria, de manera que desde cualquier punto dentro de esta sea posible alcanzar una vía rápida de distribución.

Por último, se puede decir que la malla urbana se conforma con una red de avenidas principales que nacen en la plaza 25 de mayo: Sarmiento, 25 de mayo, Alberdi y 9 de julio. Paralelas a estas últimas se encuentran una serie de avenidas secundarias que corren a través de las chacras, siendo las siguientes:

En sentido este-oeste

- Av. Lavalle - Av. Laprida
- Av. Rivadavia - Av. Paraguay

En sentido norte sur

- Av. Mac Lean - Av. C. Falcón
- Av. Belgrano - Av. Wilde
- Av. San Martín - Av. Italia
- Av. Las Heras - Av. Vélez Sarsfield
- Av. Chaco - Av. Borrini
- Av. Urquiza - Av. Carmen V. de Ross
- Av. Arribalzaga

Como última categoría existe, dentro de la red vial interna, **una red cuaternaria** que son las múltiples calles de acceso a cada parcela. Estas no integran la categoría de red principal.

Es de nuestro interés considerar para la selección de la mejor ubicación de la estación tanto la red primaria y como la secundaria, por ser estas las únicas que facilitan el acceso rápido a la ciudad (ver Figura I-2).

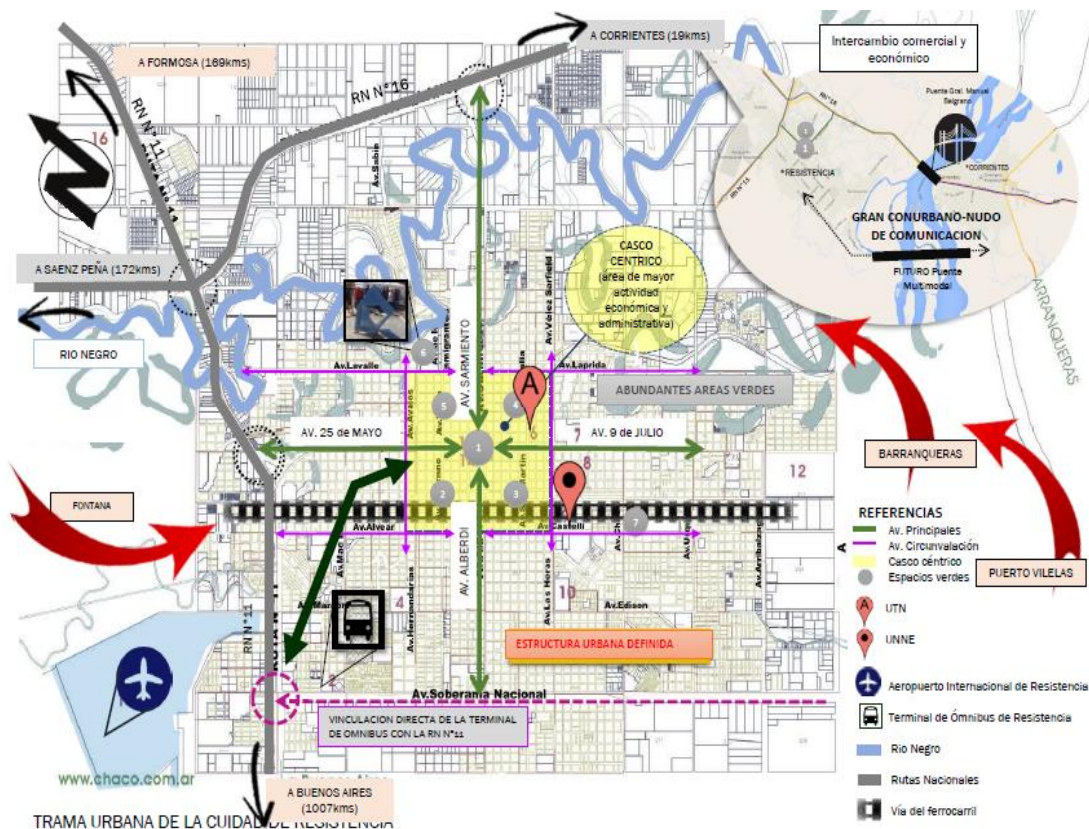


Figura I-2. Trama urbana de la ciudad de Resistencia (fuente: UPC – FAU UNNE, 2014)

I.5. Infraestructura del AMGR

Red de distribución de agua potable

En la provincia del Chaco, el organismo que provee el agua potable desde 1981 es SAMEEP (Servicio de Agua y Mantenimiento Empresa del Estado Provincial). Los Municipios de Resistencia, Barranqueras y Puerto Vileras que conforman el Área Metropolitana del Gran Resistencia, se abastecen de agua del establecimiento de potabilización, que capta agua cruda del riacho Barranqueras, a 1000 metros de la desembocadura del río Negro (ver Figura I-3).

El transporte de agua potable hacia los principales centros de distribución se efectúa a través de un acueducto de diámetro 1000 mm, que abastece primero a Villa Monona, límite de los municipios de Resistencia y Barranqueras; y de allí a la cisterna central ubicada en avenida 9 de Julio y avenida Las Heras (Resistencia).

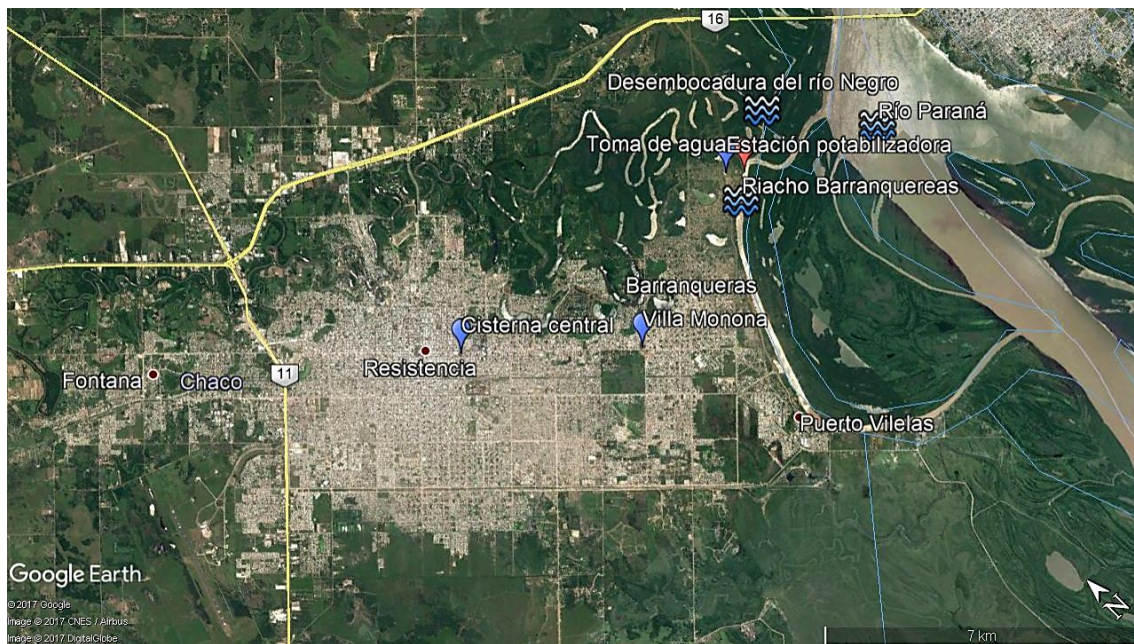


Figura I-3. Red de abastecimiento de agua potable. (Fuente: Google Earth, 2017)

La distribución del agua potable se hace por bombeo directo a la red con tanques de cola en distintos sectores de la ciudad. El servicio de agua corriente es uno de los más extensos cubriendo hasta los sectores más alejados del casco céntrico, por medio de conexiones de redes domiciliarias, apoyado por grifos públicos en las zonas sin las instalaciones correspondientes para la llegada del agua potable a las casas (ver Figura I-4). Además, podemos mencionar que más del 70% de la ciudad se abastece de la red, mientras que solo 2% lo hacen desde canillas públicas, el resto hace uso de perforaciones propias, en los barrios que no cuentan con el servicio están equipados con cisternas, que la municipalidad reabastece con camiones.

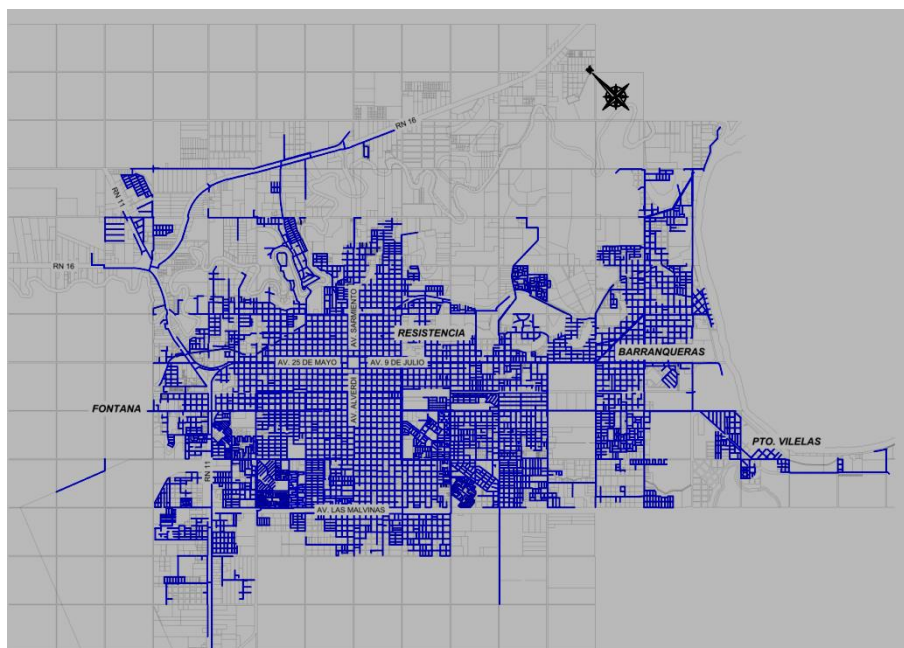


Figura I-4. Red de distribución de agua potable (fuente: SAMEEP, 2017)

Desagües cloacales

El sistema de evacuación de líquidos cloacales se realiza mediante estaciones de bombeo, debido a la baja pendiente (pocos centímetros por kilómetro) del AMGR. En la actualidad existen quince estaciones que impulsan líquidos cloacales a una cloaca máxima. Esta, descarga los efluentes sin tratamiento alguno en el Riacho Barranqueras en la altura de Puerto Vilelas, aguas debajo de la zona industrial.

Actualmente, el servicio cuenta con una red que abarca un área del 33%, limitándose al casco céntrico y a algunos barrios como ser: el Guiraldes, San Cayetano, Santa Inés, España, Provincias Unidas, entre otros. La Tabla I.1 cuantifica la población servida por agua potable y cloaca.

Tabla I.1. Población conectada y servida por agua potable y cloaca.

Conexiones con agua y agua-cloaca por red pública				
Área	Agua	Agua y cloaca	Total	% con cloaca
Área Metropolitana del Gran Resistencia (*)	44.945	47.046	91.991	51,14
Fuente SAMEEP, 2008(*). Se excluye Fontana				

El desagüe de los afluentes cloacales del casco céntrico se realiza a través de la cloaca máxima que descarga en el río Paraná, mientras que los producidos en los conjuntos habitacionales desaguan en el riacho Arazá, sin realizar tratamientos previos en ninguno de los casos.

Los conjuntos habitacionales de la Zona Sur, FONAVI y BHM, disponen para la evacuación final de los efluentes, de sistemas autónomos de lagunas de oxidación y estabilización, ubicadas en las chacras 133, 211, 309 y 310 (ver Figura I-5).



Figura I-5. Lagunas de tratamiento existentes y desactivadas (fuente: SAMEEP, 2017)

Actualmente se está ejecutando el sistema de colección e impulsión cloacal y la planta de tratamiento de líquidos cloacales comprendidas dentro del Plan Director de Cloacas del AMGR.

La planta de tratamiento de líquidos cloacales se complementa con los colectores existentes sobre la avenida Soberanía Nacional y Malvinas Argentinas. El sistema captará todo el líquido cloacal del área Metropolitana tanto de Resistencia, Barranqueras, Puerto Vilelas y en un futuro Fontana (ver Figura I-6).

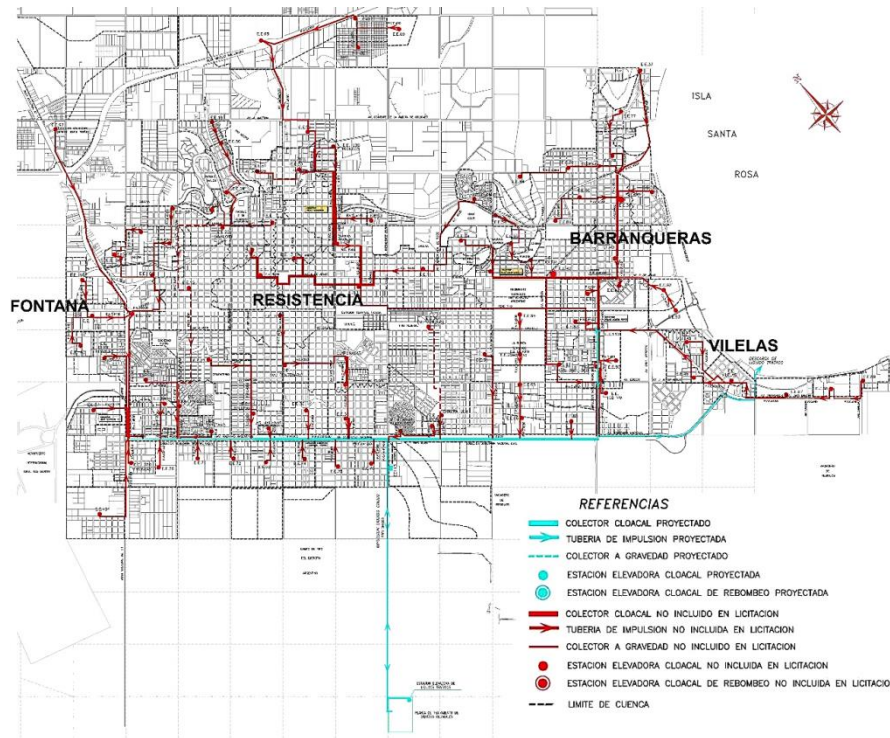


Figura I-6. Plan director de cloacas del AMGR. (fuente: SAMEEP, 2013)

Energía eléctrica

Servicios Energético del Chaco, Empresa del Estado Provincial (SECHEEP) es la encargada de la generación, distribución y explotación de todos los servicios eléctricos que distribuyen la energía en la provincia. La fuente de energía proviene de la interconexión con el Sistema Nordeste (RIEL NEA, que adquiere el flujo a una distribución privada, CAMESA).

La red de energía eléctrica se realiza de forma aérea y subterránea (ver Figura I-7). La misma cubre un 75% de la población aproximadamente (ver Figura I-8 y Tabla I.2).

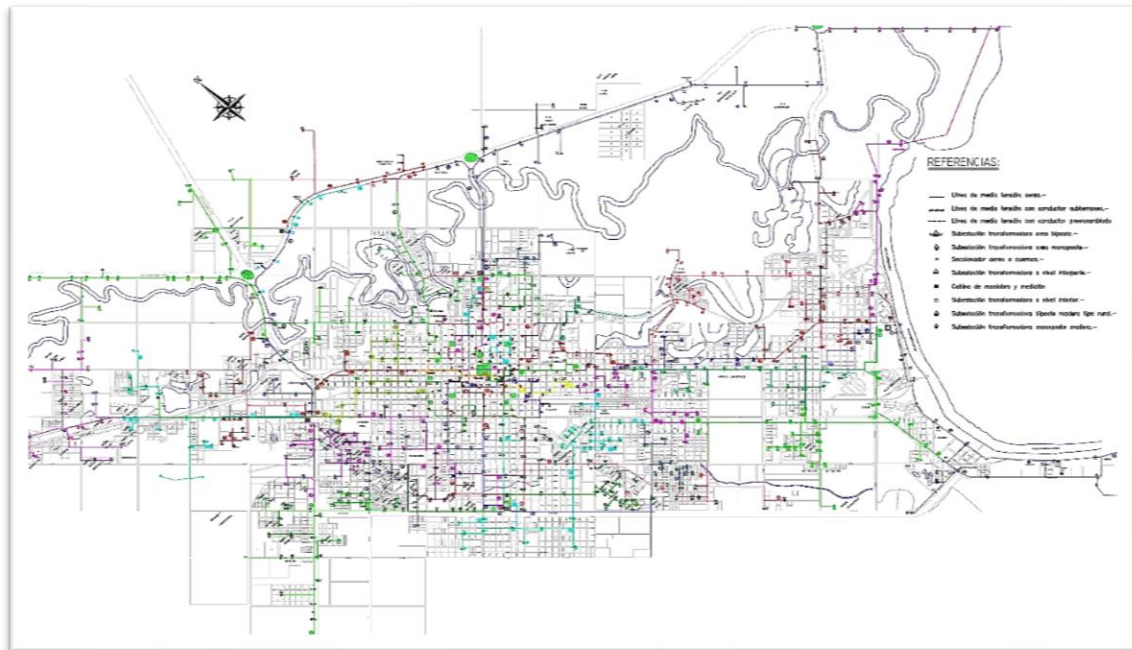


Figura I-7. Red de energía eléctrica (fuente: SECHEEP, 2017)

Dentro del Gran Resistencia, el servicio se divide en:

- Usuarios domiciliarios: 89%
- Usuarios comerciales: 8%
- Usuarios industriales: 1%
- Usuarios sin fines de lucro: 1%
- Alumbrado público: 1%

Tabla I.2. Cantidad de usuarios en el AMGR (fuente: SECHEEP, 2014)

CANTIDAD DE USUARIOS POR GERENCIA

GERENCIAS	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
SAENZ PEÑA	53887	57796	61142	64357	68333	71647	74972	77779
CHARATA	27336	28946	30212	31191	32482	33853	35098	36099
QUITILIFI	19110	20248	21006	21926	22942	23920	24770	25458
VILLA ANGELA	22689	23867	24780	25754	27348	28406	29596	30506
LAS PALMAS	7898	8276	8575	8951	9258	9551	9795	10121
SAN MARTIN	13354	14179	14994	15836	16590	17538	18232	18778
GAM	106382	112787	117143	119712	142671	155189	157567	158959

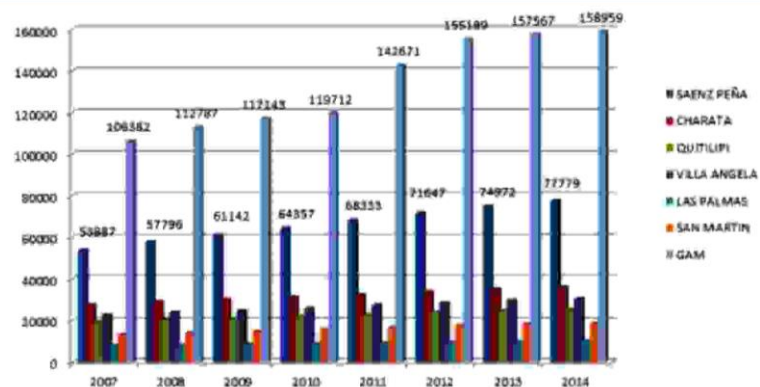


Figura I-8. Cantidad de usuarios en el AMGR (fuente: SECHEEP, 2014)

I.6. Expansión urbana

El crecimiento poblacional de Resistencia y sus centros vecinos (Barranqueras, Puerto Vilelas y Fontana) iniciada en la segunda mitad del siglo XX, se caracterizó por una tendencia a la expansión de la vida ciudadana desde el centro hacia la periferia, llegando, con el correr de los años a desdibujarse los límites municipales de cada uno en sus zonas de contacto, dando lugar a una gran mancha urbana que se conoce como conglomerado urbano que llamamos Área Metropolitana del Gran Resistencia (A.M.G.R).

El Área Metropolitana del Gran Resistencia –AMGR como la conocemos hoy, a principios de los '60 no era más que cuatro municipios colindantes, ensamblados y, obviamente Resistencia, surgida en 1878 como capital de la provincia del Chaco, era el centro urbano principal ya que concentraba las funciones administrativas locales y regionales complementadas con la comercial e industrial. La seguía en importancia Barranqueras que, con su función portuaria, operaba la salida de productos de la región y la entrada de insumos por vía fluvial, como así también una incipiente localización de industrias. Por su parte la vida urbana de Puerto Vilelas recién se iniciaba y Fontana por ese entonces no representaba más que un paraje o barrio en el perímetro de la capital chaqueña. Inicialmente, su urbanización se organizaba desde unas pocas cuadras en torno a la plaza central con un desarrollo muy lento que no salía del plano de mensura original, hoy macro centro, de 256 cuadras.

Así, Cada centro urbano en particular creció y se expandió, alejándose cada vez más de una homogeneidad espacial a la que Resistencia alguna vez se acercó levemente en sus primeros 50 años de vida como capital de la provincia.

Desde las décadas siguientes, los factores determinantes para que el AMGR se extienda en dirección NO-SE en forma alargada, fueron sus características físicas sumado a los ejes principales de transporte, como ser el trazado ferroviario, la red fluvial-lacustre y el eje de las avenidas 9 de Julio y 25 de mayo, tendiendo hoy hacia un modelo de núcleos múltiples conformado por las ciudades antes nombradas.

El crecimiento demográfico y edilicio lento dado aproximadamente entre los años 1880 y 1930 mostró un incremento acelerado del área edificada acompañado por el aumento de la población y la actividad fabril y comercial de estos centros urbanos, sustentados por el cultivo del algodón en su área de influencia, la actividad ganadera y la diversificación de cultivos.

Al mismo tiempo y como consecuencia de lo anterior, se registraron la instalación de fábricas y negocios vinculados con dicha actividad sobre las avenidas 25 de mayo, 9 de Julio y también junto a las vías del ferrocarril, estableciendo una conexión entre el ámbito rural productivo con el puerto de Barranqueras. Finalmente, estos espacios de desarrollo y expansión pasaron a centrarse en el ámbito portuario Barranqueras – Puerto Vilelas y en las Rutas Nacionales n° 11 y n° 16.

Otro factor importante es el costo de los terrenos y la especulación inmobiliaria, que desde el sector privado priorizan sectores para la expansión urbana, al que se le suma la ocupación de terrenos en forma espontánea e ilegal hacia los bordes periurbanos, tales como los terrenos ubicados luego de la Av. Malvinas Argentina - Soberanía Nacional

transformándose éstas últimas arterias se transformaron en los núcleos actuales de expansión.

Límites, Fronteras

En la actualidad Resistencia, junto con Barranqueras, Vilelas y Fontana, integra el conglomerado urbano AMGR con apenas 138 años de existencia cuyos límites la separa al norte, de Colonia Benítez; al oeste, el Departamento Libertad; al Este, el Riacho Barranqueras y al sur, una chacra por debajo de las avenidas Soberanía Nacional – Malvinas Argentinas, (zona de estudio).

Los espacios al norte y noreste del área urbana rápidamente fueron colmados por la fuerte expansión urbana iniciada en los años '60 del siglo XX, y especialmente desarrollada desde los '70 hasta hoy en día, hechos que coinciden con el gran crecimiento demográfico que en pocas décadas duplicó, y más aún puede triplicar, la población que había alcanzado en un siglo, fenómeno motivado en especial por las migraciones campo – ciudad.

	1895	1914	1947	1960	1970	1980	1991	2001
AMGR	2.187	8.387	64.700	108.287	142.848	218.438	292.287	361.118

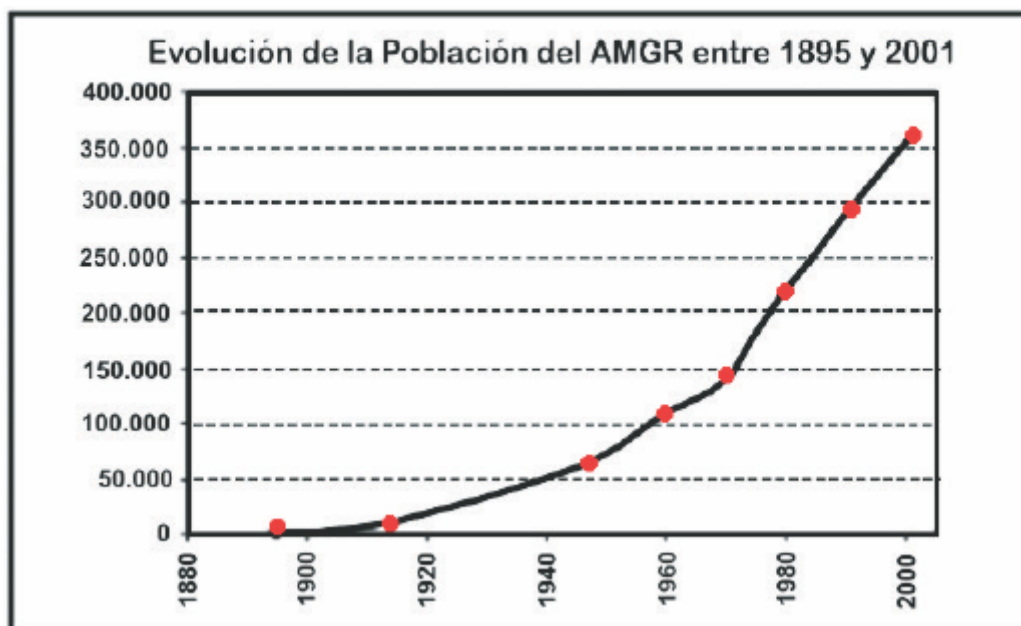


Figura I-9. Evolución de la población entre 1895-2001 (fuente: Bruniard Enrique D, 1978)

Todas estas secuencias en la expansión urbana de los cuatro núcleos del A.M.G.R. quedan estampadas en su mancha urbana que va extendiéndose en cada etapa entre 1880 y el presente (ver **Figura I-9**).

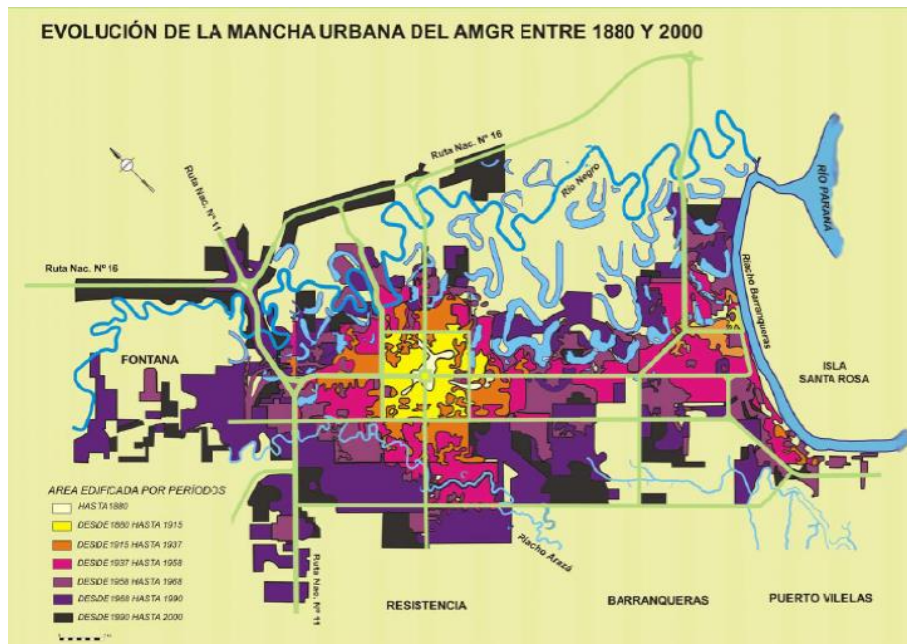


Figura I-10. Proceso de expansión urbana del AMGR. (fuente: 6° Seminario de Políticas Urbanas, Gestión Territorial y Ambiental para el Desarrollo Local. FAU-IPUR.BAT, 2015)

En la Figura I-10 se puede apreciar la evolución reflejada en la superposición de manchas urbanas de diferentes períodos consecutivos entre 1880 y 2000. La hidrografía del sitio corresponde a los años 1970, hoy muchas lagunas y el riacho Arazá, en su tramo entre Fontana y av. Malvinas Argentinas ya han sido rellenados y sobre ellos se continuó el damero urbano (ver Figura I-11).

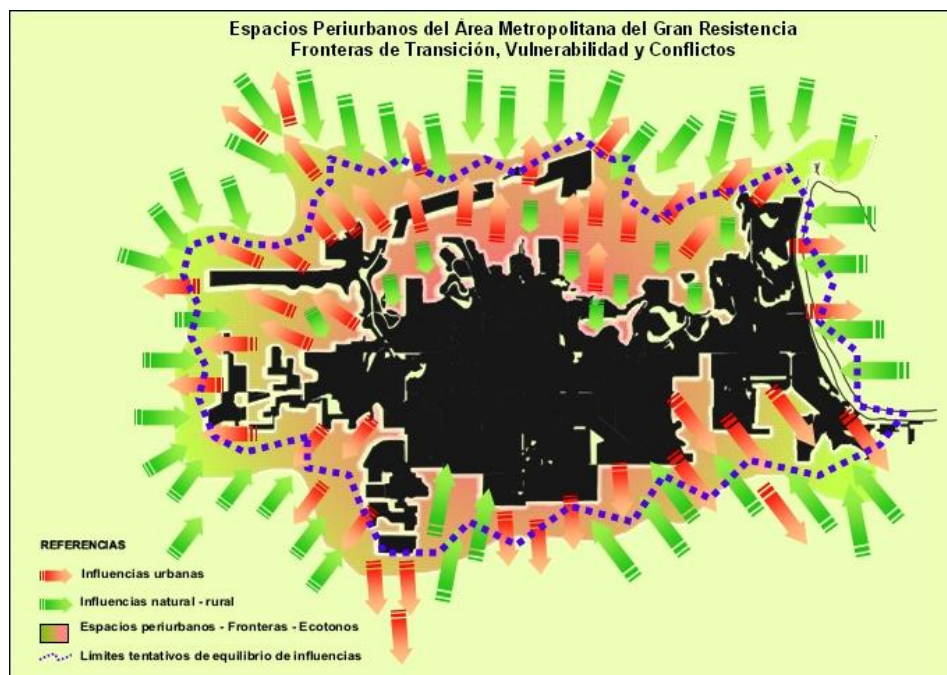


Figura I-11. Fronteras urbanas territoriales donde confluyen los ámbitos urbano, rural y natural. (fuente: Las fronteras urbanas, escenarios de transición, vulnerabilidad y conflictos en el Área Metropolitana del Gran Resistencia, Alberto, J. A., 2009)

Mancha urbana

La historia de la urbanización de los cuatro municipios que forman, en la actualidad, el AMGR queda muy bien reflejada en la evolución de su mancha urbana (Figura I-12 a Figura I-15) y muestra que, en los primeros cincuenta años de historia de la ocupación efectiva del Chaco, los futuros centros urbanos que compondrían el área metropolitana tuvieron un lento crecimiento, y por ende una limitada expansión territorial con un leve impacto sobre el ambiente que conforma su sitio. Mientras, en los cincuenta años siguientes, se observa un incremento acelerado del área edificada correspondiente con el aumento de la población y la actividad fabril y comercial de estos centros urbanos. Un detalle importante que se destaca en estas figuras es que los ejes de expansión y crecimiento que varían a través del tiempo.

Primero, un lento pero progresivo desarrollo y expansión hacia el Sureste, es decir hacia el riacho Barranqueras a la vera de la hoy avenida 9 de Julio, eje que unía la capital con el puerto y, hacia el Este, en tierras surcadas por el río Negro, asentamientos de las primeras quintas y chacras sobre albardones, fincas que surtían a la ciudad de productos hortícolas frescos; espacio plagado de lagunas o madrejones, restos de antiguos meandros que conformaban un ambiente palustre singular que canalizaba y acumulaba los excesos pluviales y derrames del río mencionado.

En la segunda mitad del siglo XX, en los '60 y '70 se continuó con la tendencia de expandirse hacia el Este y Sureste, pero las periódicas inundaciones, especialmente las extraordinarias de 1966 y mucho después la de 1983 comenzaron a limitar el avance hacia esos sectores, cambiando el sentido hacia el Norte, Noroeste, Oeste y Suroeste, sobre terrenos con cotas superiores a 51 msnm., es decir hacia la rotonda de empalme de las Rutas Nacionales n° 11 y 16, el municipio de Fontana, espacios aledaños al aeropuerto y a "La Rubita" (ex campos de maniobras del regimiento – Distrito Militar Chaco) y más recientemente hacia el Noreste sobre ruta "Nicolás Avellaneda", aunque este eje venía cobrando importancia como área de localización industrial y depósitos de comercios mayoristas desde los años '70.

Merece remarcar aquí para comprender mejor el proceso de urbanización que la crisis de las economías regionales de fines de los años '60 y de los '70, basadas en sistemas monoproducidos por un lado (en nuestro caso el algodón), y la mecanización del agro por otro, determinaron una fuerte expulsión de población rural de las áreas agrícolas migrando hacia centros urbanos en busca de ofertas laborales, hecho que incidió fuertemente en la expansión de estos núcleos.

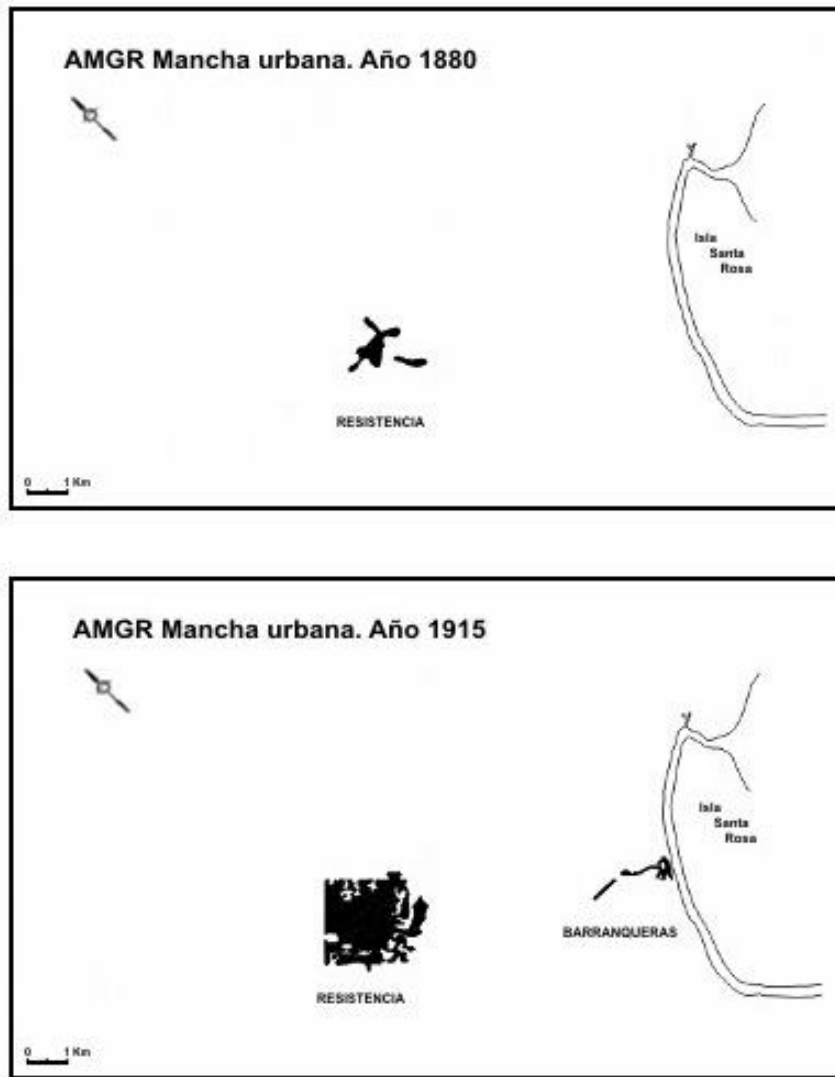


Figura I-12. Evolución mancha urbana año 1880-1915.

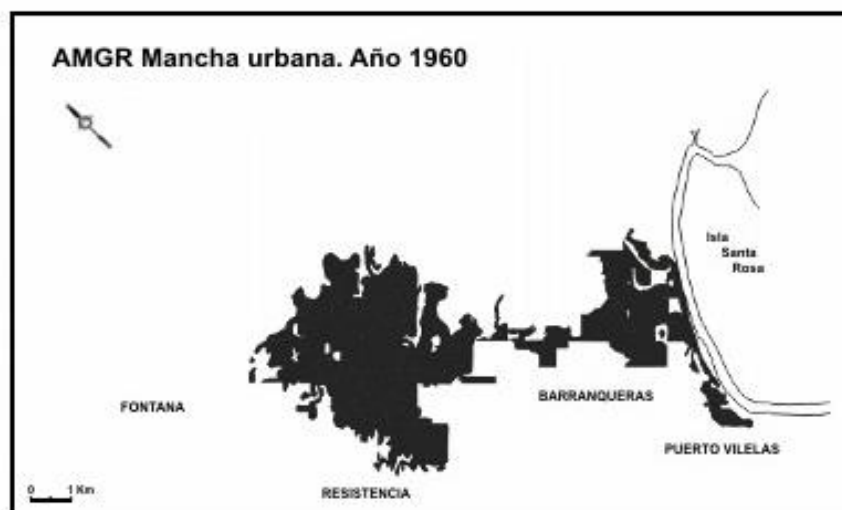
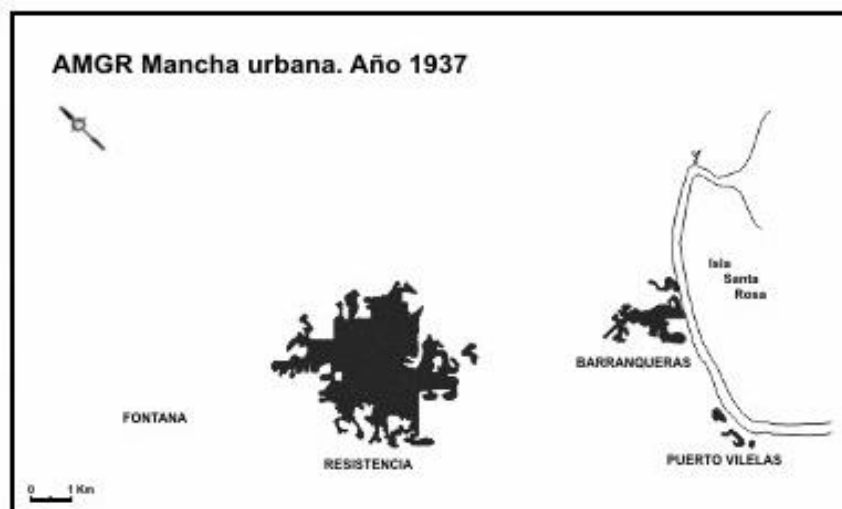


Figura I-13. Evolución mancha urbana año 1937-1960.

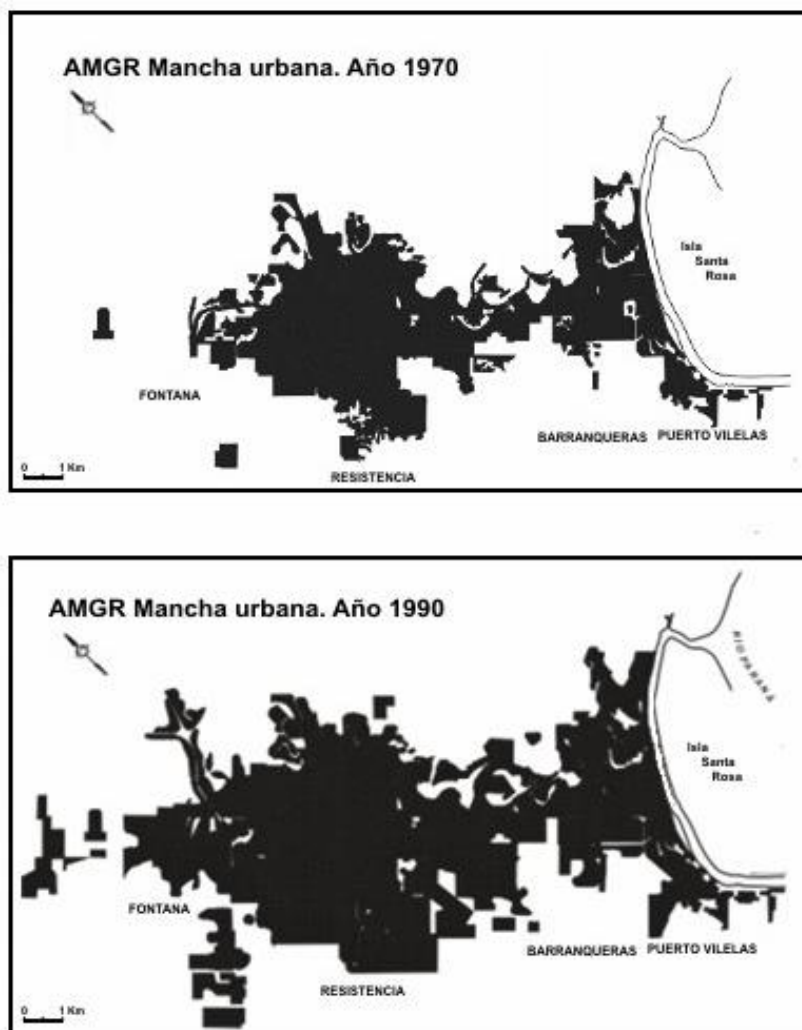


Figura I-14. Evolución mancha urbana año 1970 – 1990.

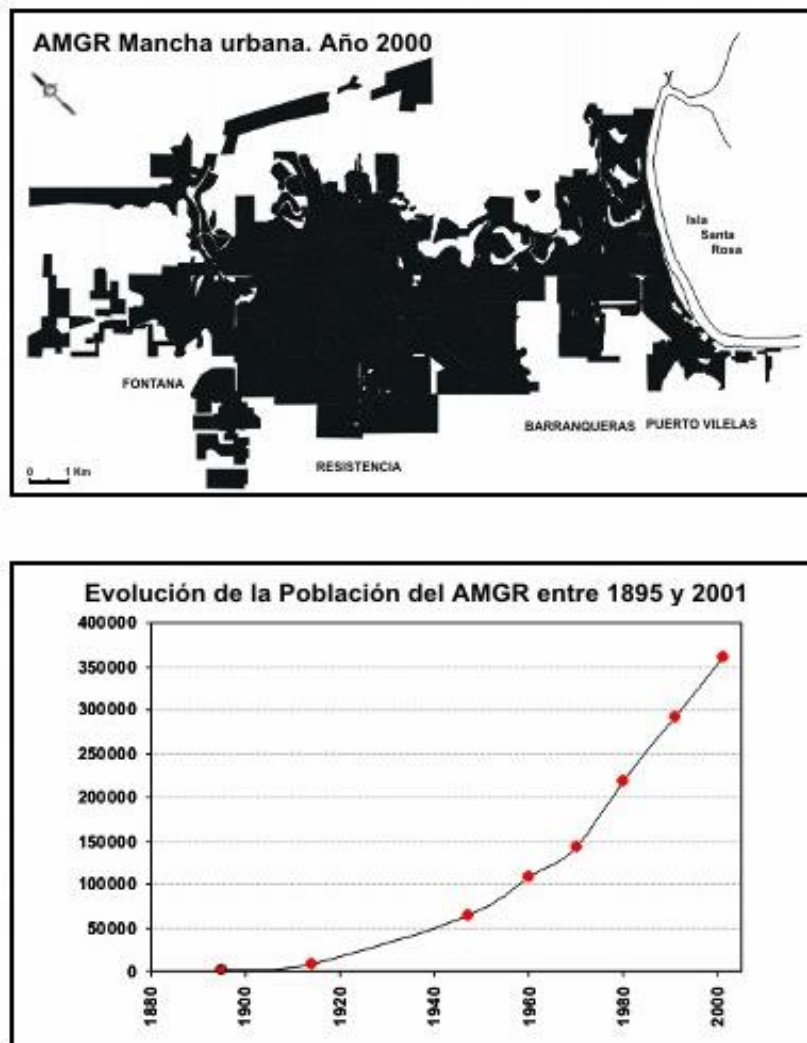


Figura I-15. Evolución mancha urbana año 2001.

Luego del análisis de la expansión urbana del AMGR, de la configuración del conurbano en distintas etapas históricas, de los cambios de paisajes, dinamismo y vulnerabilidad de la ciudad y sus espacios periurbanos, ya sea como límites, bordes, o fronteras urbanas, en definitiva, como zonas de transición entre los urbano y lo no urbano, podemos hacer ciertas valoraciones llegando a las siguientes conclusiones:

- Frente al crecimiento urbano del AMGR se puede decir que es imposible detener el crecimiento demográfico y la expansión urbana, pero si viable orientarlos hacia un desarrollo urbano sostenible, con planes y proyectos urbanos que los controlen, guíen y protejan su desarrollo, acompañados por una fuerte educación ambiental para el ciudadano, tanto formal como informal, sobre aptitudes, debilidades, usos apropiados del ambiente urbano y sus áreas contiguas.

- Este crecimiento urbano incontrolado, expansivo y desordenado que se ha ido produciendo, y que seguirá en aumento si no se toman medidas, es el principal factor de influencia que afecta la zona de estudio, y por lo tanto se la considero como una variable principal a analizar a la hora de tomar la decisión de mudar de ubicación a la estación terminal de ómnibus. Es por ello por lo que se lo analizara de manera exhaustiva en los capítulos siguientes, estudiando su tasa de crecimiento y orientación y se lo incorporara como variable principal a la hora de analizar la reubicación con el Método de Análisis Jerárquico Multiobjetivo – Multicriterio.

I.7. Clima

Entre el clima tropical al norte y el templado al sur, el húmedo al este y el árido al oeste, se encuentra la “variedad chaqueña”. La situación geográfica del territorio chaqueño se extiende entre los 24° y 28° de L.S, es decir, en la banda subtropical del hemisferio sur.

Dentro de la región del chaco se reconocen cuatro zonas: Chaco alto, Chaco deprimido, Chaco bajo y la Diagonal Fluvial de Santiago del Estero. El Chaco bajo se extiende a lo largo de la orilla derecha de los ríos Paraguay y Paraná. Estos dos grandes ríos, con sus desbordes, causan inundaciones periódicas en la zona. Las precipitaciones son frecuentes, permitiendo la formación de un bosque más denso y con variadas especies.

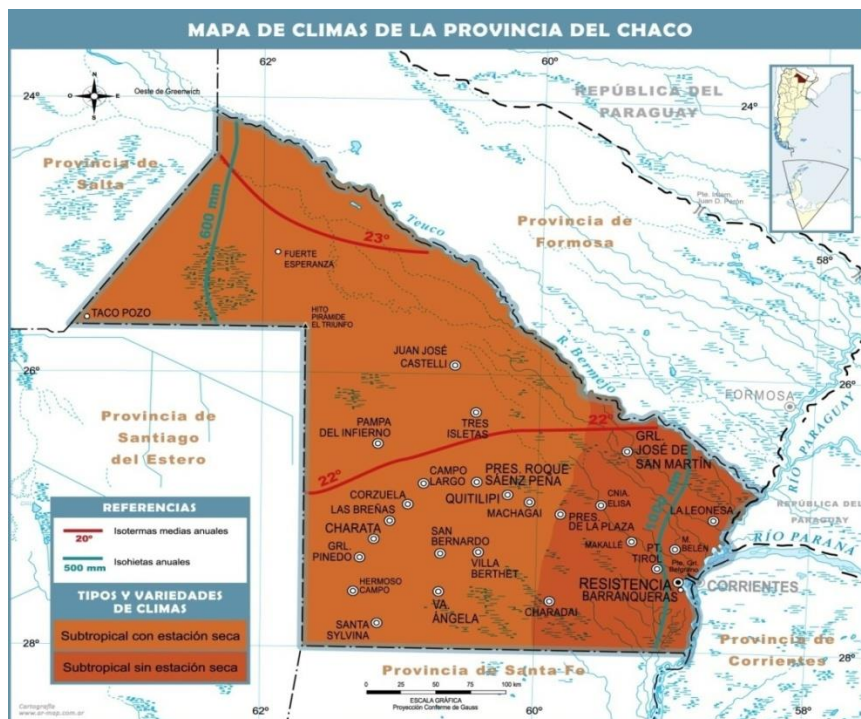


Figura I-16. Tipos y variedades de clima de la provincia del Chaco (fuente: Mapoteca, 2017)

Dada la situación geográfica de la provincia del Chaco dentro de la llanura chaqueña, se puede establecer que goza del clima subtropical (ver Figura I-16) sujeto al comportamiento de las masas de aire tropical de origen marítimo o continental.

Particularmente, la ciudad de Resistencia, capital de la provincia, posee un clima de tipo subtropical sin estación seca, la zona es cálida, con temperaturas máximas que pueden superar los 40°C en verano y las mínimas pueden estar por debajo de los 0°C en invierno.

I.8. Temperatura

Como se dijo anteriormente, dentro de la República Argentina, el Chaco es reconocido como una región cálida, con una temperatura media anual superior a los 23°C (ver Figura I-17). Las elevadas temperaturas varían entre los 20° y 36°C en verano, mientras que el invierno es suave y benigno, con mínimas de 10° y máximas de 22°C. A pesar de las altas temperaturas en el verano (alcanzando máximas de hasta los 49°), el avance del frente frío polar durante el invierno suele provocar caídas del termómetro llegando cerca de los 0°C.

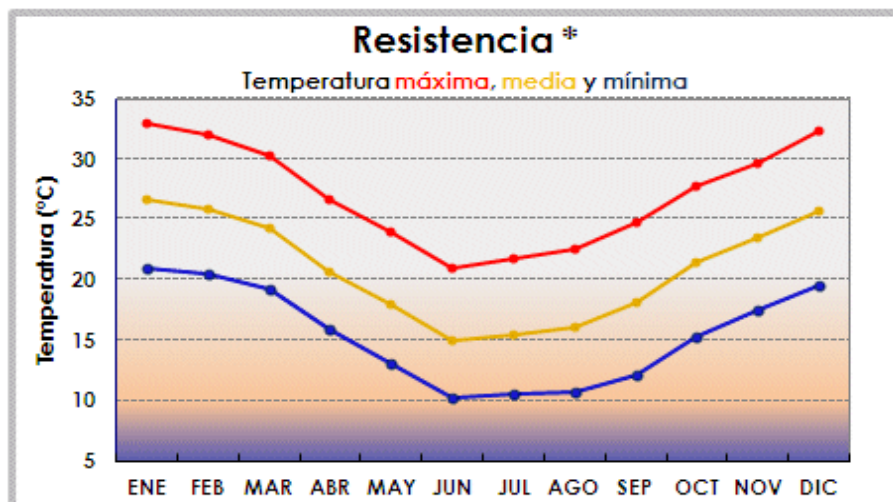


Figura I-17. Temperatura media, máxima y mínima de la ciudad de Resistencia (fuente: SMN, 2017)

Los meses más calurosos son diciembre, enero, febrero y marzo, con valores medios mensuales de 25-30°C, mientras que los menos calurosos son junio, julio y agosto con temperaturas medias de 16°C (ver Figura I-18).

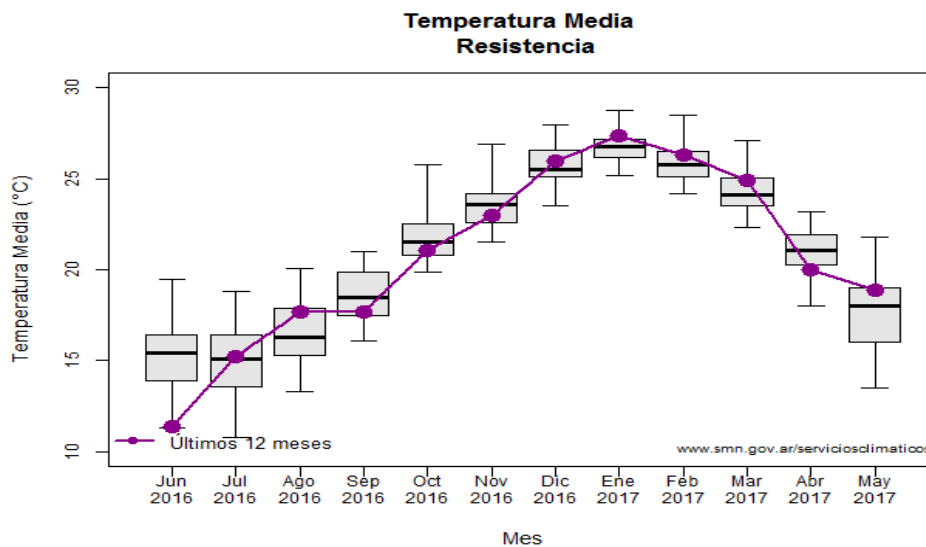


Figura I-18. Temperatura media de la ciudad de Resistencia (fuente: SMN, 2017)

I.9. Viento

Los vientos predominantes en la zona varían según la época del año, en verano son característicos los cálidos y secos del sector norte y en invierno soplan fuertes vientos del sudeste. Las restantes direcciones (Sudoeste, Oeste y Noroeste) muestran frecuencias más bajas. Los meses con mayor frecuencia (más ventosos) son julio, agosto, septiembre y octubre.

I.10. Precipitaciones

Entre uno de los rasgos principales en el territorio chaqueño se destaca la gradación decreciente este-oeste de la oferta pluviométrica que disminuye suavemente desde un máximo de 1.300 mm de lluvia anual en el este a un mínimo de 610mm en el oeste. En el caso de la ciudad de Resistencia, la media anual es de 1.300mm.

La distribución de estas precipitaciones marca la presencia de regiones secas al oeste y regiones húmedas al este, característicos de la región (ver Figura I-19). Esta distribución obedece fundamentalmente a la circulación general de la atmosfera. La masa de aire tropical, es decir, el viento del noroeste y norte es la encargada de aportar humedad del océano. Es de deducir entonces, el valor de la misma aumentará en función de la distancia a la fuente, será mayor más cerca del mar y viceversa. Ello explica el porqué del monto de 1.300 mm anuales en el Este y 600 mm al oeste.

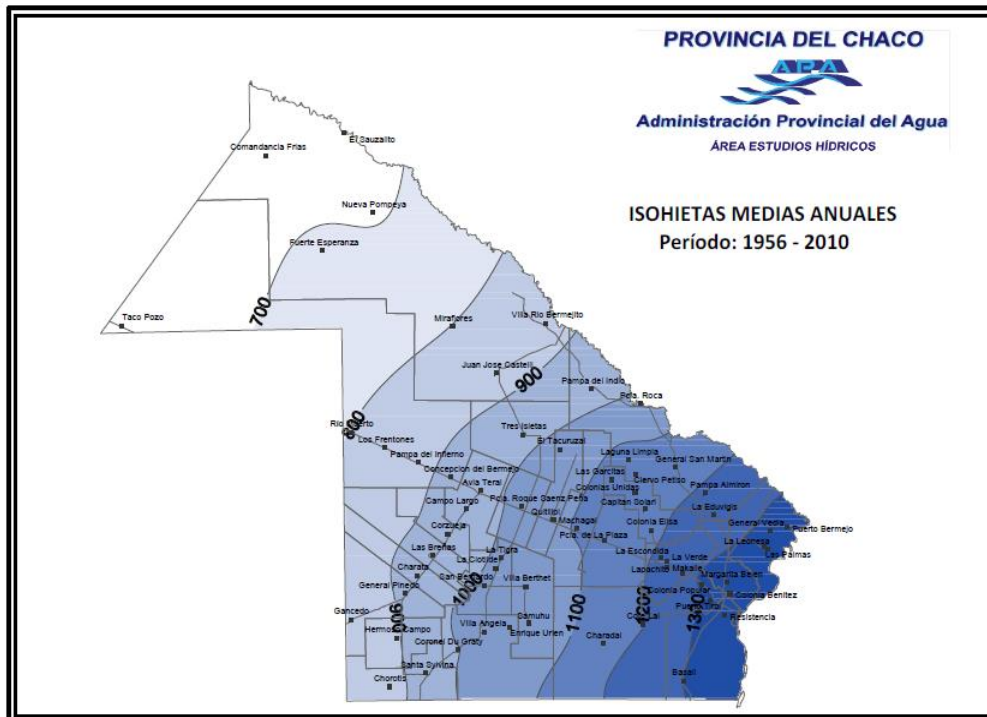


Figura I-19. Isohietas medias anuales periodo 1956-2010 (fuente: APA, 2010)

Más marcada aún es la fluctuación mensual de las lluvias, se puede evidenciar claramente que durante los meses invernales las precipitaciones oscilan entre 40 y 90 mm y a partir de noviembre se incrementan rápidamente los montos de lluvias hasta el mes de abril registrando una media de 154 mm (ver Figura I-20), precipitaciones extraordinarias abundantes, propias del verano.

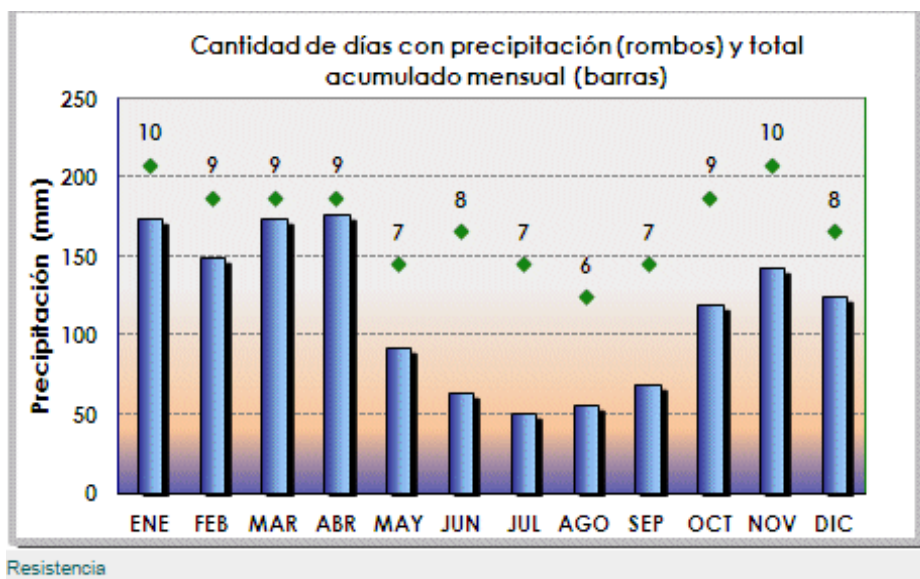


Figura I-20. Precipitación total y acumulada mensual (fuente: SMN, 2017)

El AMGR posee una situación geográfica inmejorable por su ubicación en la cuenca del Plata, beneficiada por su sistema de comunicaciones que une a todo el país, con distintas combinaciones de transporte terrestre, el aeropuerto internacional, la estación terminal de ómnibus y el puente “General Manuel Belgrano” sobre el río Paraná que une a la provincia de Corrientes y la Mesopotamia. Su actividad comercial – financiera, crecimiento edilicio y desarrollo cultural – educativo, indican la permanente transformación. Su importancia se acentúa por ser capital de la provincia de la provincia y centro político – administrativo.

II. ANTECEDENTES Y ESTUDIO DE LAS PROBLEMÁTICAS DE LA ACTUAL ESTACIÓN TERMINAL DE ÓMNIBUS DE RESISTENCIA

II.1. Antecedentes

La antigua estación terminal de ómnibus

En el año 1.949, se ocupaba como primera parada de ómnibus una estación de servicio YPF ubicada frente a lo que hoy es Casa Gabardini, en la ciudad de Resistencia. Luego, se emplazó en el edificio ubicado en la calle Santa María de Oro al 300, en la intersección con la calle Santiago del Estero. En ese lugar funcionó hasta mediados de la década del 90 como estación terminal de ómnibus de la ciudad capitalina.

Debido al crecimiento poblacional y consecuente proceso de urbanización de la ciudad, sumado a la aparición de nuevas empresas de ómnibus y la demanda generada por los usuarios; el edificio y la ubicación del mismo resultaron insuficientes para su normal funcionamiento.

Los embotellamientos que generaba la circulación de las unidades de larga distancia en el micro centro, producto del tránsito cortado en la calle Santa María de Oro por la salida de una unidad, situación que se repetía con el arribo por la calle Santiago del Estero en colas que se extendían por toda la avenida Alberdi (ver Figura II-1).



Figura II-1. Interferencia del tránsito generado por la salida de un ómnibus (fuente: Diario Norte, 1983)

La actual estación terminal de ómnibus Resistencia (ETOR)

En agosto de 1.993 se firmó, entre la Municipalidad y los representantes de las empresas Panal y Conosur, el contrato para la construcción y explotación de la nueva terminal de ómnibus. Calificada a la concesión como “un paso fundamental” para el futuro de la ciudad, en el marco de la planificación respecto del Código de Planeamiento Urbano. La misma, se inauguró el 29 de octubre de 1994 bajo el nombre de “Anselmo Zoilo Duca” y operan actualmente 40 empresas de transporte de pasajeros y 12 de servicios de encomiendas.

La terminal se ubica en la intersección de las avenidas Mc Lean y Malvinas Argentinas. La nomenclatura catastral corresponde a la parcela 37, chacra 128, circunscripción II, sección B (Figura II-2)

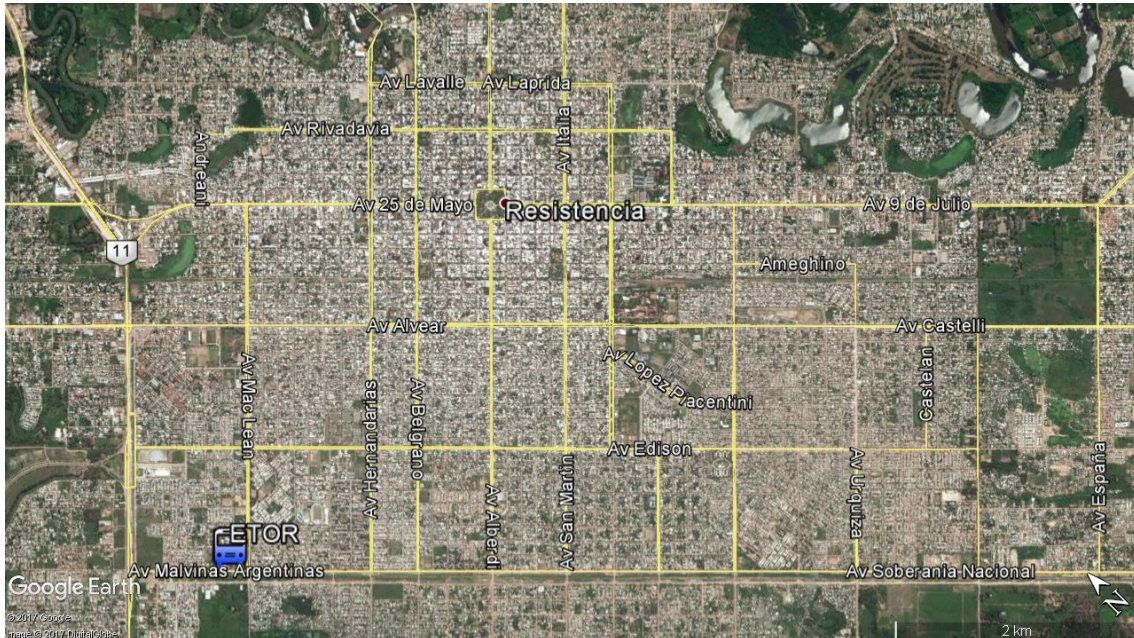


Figura II-2. Ubicación de la terminal de ómnibus de Resistencia (Fuente: Google Earth, 2017)

El proyecto original de la estación de ómnibus constaba con 25 dársenas, 24 boleterías, 48 locales comerciales, sala de espera, locales de servicio oficiales, 12 oficinas sobre las boleterías con sanitarios en la primera planta; también incluía la parquización del predio.

Sin embargo, en el edificio materializado en la actualidad, solo se construyeron 17 dársenas, 18 boleterías, una farmacia, 5 locales comerciales, 2 bares (uno en planta baja y el otro en planta alta), dos locales sanitarios, sala de espera, oficina de informes, seguridad, banco, oficinas de la administración en planta alta y playa de estacionamiento privado (ver Figura II-3 a Figura II-5).



Figura II-3. Diferentes sectores externos de la estación terminal (fuente: elaboración propia)



Boleterías



Locales comerciales

Sector de espera de pasajeros



Banco

Cafetería en planta alta

Figura II-4. Diferentes sectores internos de la estación terminal (fuente: elaboración propia)

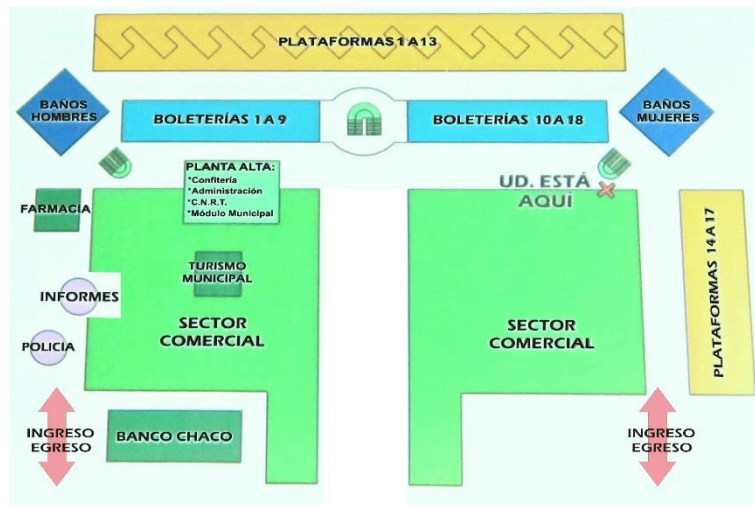


Figura II-5. Mapa de ubicación de espacios en la terminal de ómnibus de Resistencia (fuente: ETOR, 2017).

II.2. Problemáticas de la ETOR en relación con el crecimiento demográfico.

Cabe mencionar que la ciudad, en los últimos años, tuvo un importante crecimiento demográfico el cual se vio reflejado en un 11% según el censo 2010 (INDEC). Este incremento poblacional produjo un importante flujo de pasajeros, generando así un aumento del número de viajes motivados por actividades tanto educativo, turístico, comercial y demás. A este aumento se lo puede visualizar claramente en la Figura II-6. Dicho movimiento de personas se debe no solo a usuarios pertenecientes a la ciudad sino también a personas del interior del Chaco, del resto de las provincias del país y de países limítrofes.

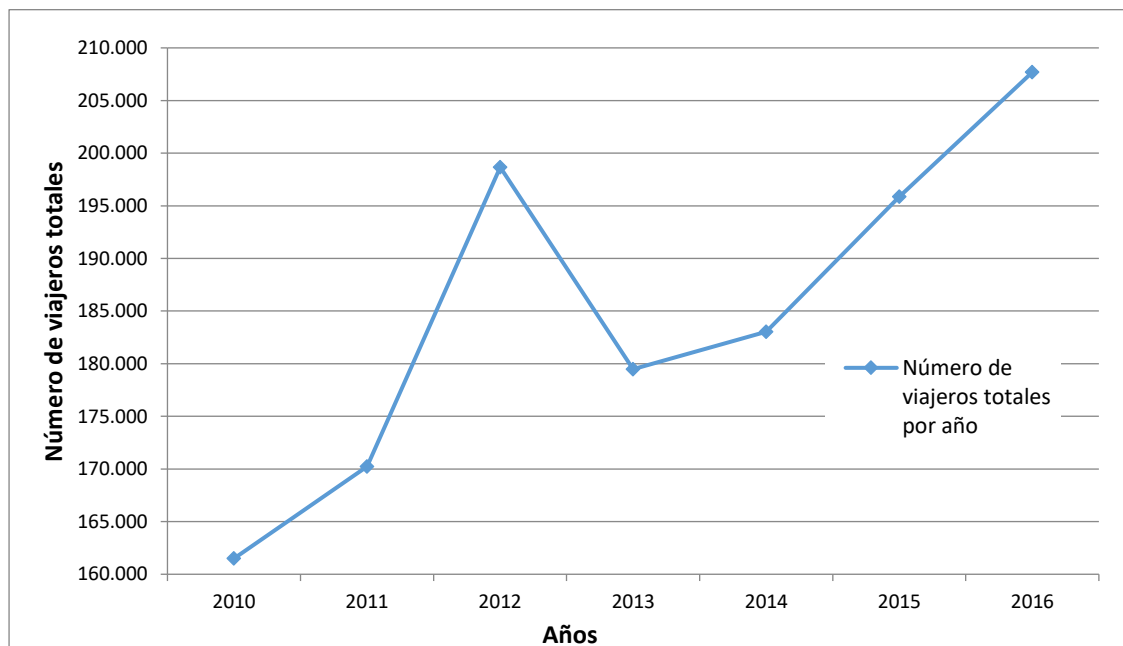


Figura II-6. Viajeros totales por año (fuente: INDEC, 2017)

Para satisfacer las necesidades de movilidad de este conjunto de personas, ya sea de transporte urbano, interurbano o de larga distancia se requiere una determinada infraestructura edilicia (estación terminal). Hoy en día, el edificio resulta ineficiente para la cantidad de personas que hacen uso de ella, ya sea como destino final o de paso para los viajeros de larga distancia.

Esta problemática se debe a que el actual edificio de la estación terminal se planificó en otro contexto, donde el grado de urbanización del entorno inmediato era inferior al actual, produciendo inconvenientes en el tránsito de la ciudad, haciendo que hoy en día quede obsoleto.

Por último, se puede señalar que la ciudad fue extendiéndose más allá de sus límites, incluso por fuera de las defensas de la misma. Análogamente a lo ocurrido con la antigua estación terminal, pero a menor escala, la actual va quedando envuelta en un proceso de urbanización con tendencia a un mayor crecimiento futuro, con los conflictos que esto implicaría.

En las Figura II-7 a Figura II-9 se observa la secuencia de este crecimiento, desde el año de inauguración de la misma hasta la actualidad, apreciándose que la ciudad fue extendiéndose más allá de los límites de su ejido municipal.



Figura II-7. Imagen satelital falso color compuesto ubicación ETOR año 1994 (fuente: Landsat5 TM, 2017)

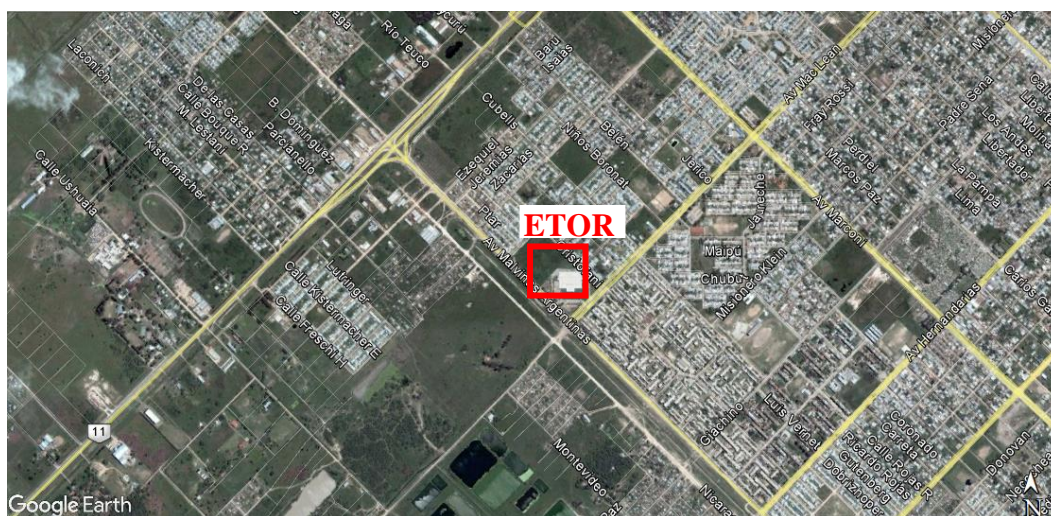


Figura II-8. Ubicación ETOR año 2004 (fuente: Google Earth Pro, 2017).



Figura II-9. Ubicación ETOR año 2017 (fuente: Google Earth Pro, 2017)

Sumado a lo anterior, se destaca el del parque automotor, el cual tuvo un aumento del 45,93% en los últimos 10 años en la provincia del Chaco (fuente: ADEFA). (Ver Tabla II.1).

Este crecimiento del parque automotor (ver Figura II-10), está ligado directamente a la circulación vehicular por las vías de comunicación de la ciudad (calles y avenidas), que con el paso de los años se fueron congestionando en gran medida en los horarios pico. Las avenidas adyacentes a la estación terminal no han quedado excluidas de este proceso.

Tabla II.1. Parque automotor de la provincia del Chaco. Automóviles. Fuente ADEFA

Año	Provincia del Chaco
2006	54.415
2007	59.799
2008	69.119
2009	72.412
2010	83.343
2011	93.388
2012	99.261
2013	111.135
2014	122.394
2015	127.741

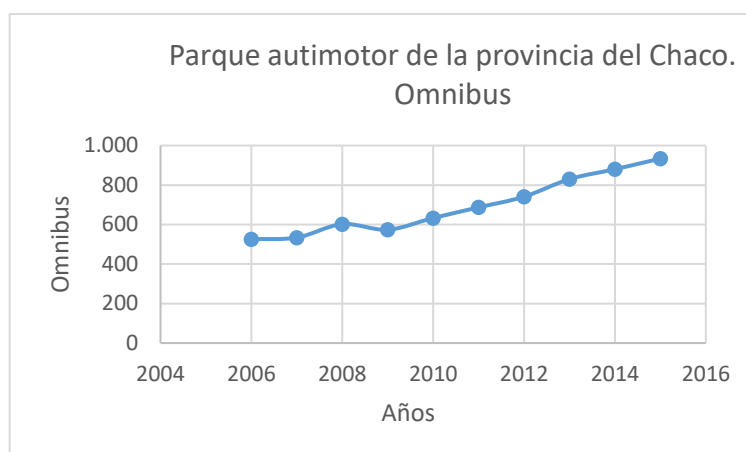


Figura II-10. Evolución del parque automotor de la provincia del Chaco (fuente: elaboración propia)

II.3. Problemáticas de la ETOR con su entorno

Al analizar el flujo de pasajeros que ingresan y egresan de la terminal, en horario pico, en los diferentes medios de transportes (taxis, remises, colectivos urbanos e interurbanos, minibuses, autos particulares) se puede constatar que tanto la llegada, el estacionamiento y la salida de los mismos se dan por el mismo y único acceso con el que cuenta la terminal (ver Figura II-11y Figura II-12). Esto genera una concurrencia conflictiva poco funcional de los mismos. Es por este motivo, que se plantea como solución, la sectorización de los mismos.



Figura II-11. Ingreso a la ETOR (fuente: elaboración propia, 2017)



Figura II-12. Zona de descenso de pasajeros ETOR. (fuente: elaboración propia, 2017)

Sumado a este último inconveniente se destacan, la carencia de espacio disponible para el ascenso y descenso de los usuarios con sus equipajes correspondientes que llegan a la terminal, destacando que estos también lo hacen por la misma y única vía de acceso antes mencionada. Además, la insuficiente capacidad del estacionamiento con el que cuenta la estación terminal hace que los usuarios utilicen para ello sectores prohibidos de la calzada (ver figura n°2.11). Un punto importante que recalcar son los posibles riesgos que corren los usuarios al descender de los vehículos en los que llegan en un acceso con tal flujo de tránsito, incluso sin poseer una cubierta que los proteja de inclemencias climáticas.

Por último, se encuentra el factor hidrológico, el cual se impone en condiciones de importantes precipitaciones, como se registró el 11 de marzo de corriente año, donde algunos colectivos quedaron varados hasta que baje el nivel del agua (ver Figura II-13 y Figura II-14).



Figura II-13. Estacionamiento en las inmediaciones de la ETOR sobre avenida (fuente: elaboración propia, 2017)



Figura II-14. Sector dársenas de la ETOR inundada (fuente: Diario Norte, 2017)

En relación con todos estos puntos planteados, se puede establecer como primera conclusión que las condiciones edilicias de la terminal reflejan un desorden tanto en el acceso, como en la circulación dentro de la misma, desatendiendo la seguridad y confort del servicio brindado a los usuarios.

1. Relación entre el flujo de colectivos y el tránsito vehicular pasante.

Para poder establecer una de las fundamentaciones principales de la “Reubicación de la estación terminal de ómnibus”, se analizó en primera medida el flujo horario de colectivos

a lo largo de un día tipo. Los datos obtenidos se presentan en la **Tabla II.2** y **Figura II-15** a continuación:

Tabla II.2. Flujo horario de colectivos.

Rango Horario	Cantidad de Colectivos
00:00 - 01:00	8
01:00 - 02:00	5
02:00 - 03:00	3
03:00 - 04:00	3
04:00 - 05:00	4
05:00 - 06:00	10
06:00 - 07:00	21
07:00 - 08:00	18
08:00 - 09:00	24
09:00 - 10:00	18
10:00 - 11:00	19
11:00 - 12:00	14
12:00 - 13:00	13
13:00 - 14:00	10
14:00 - 15:00	13
15:00 - 16:00	11
16:00 - 17:00	17
17:00 - 18:00	18
18:00 - 19:00	22
19:00 - 20:00	23
20:00 - 21:00	15
21:00 - 22:00	16
22:00 - 23:00	21
23:00 - 00:00	9
TOTAL	335

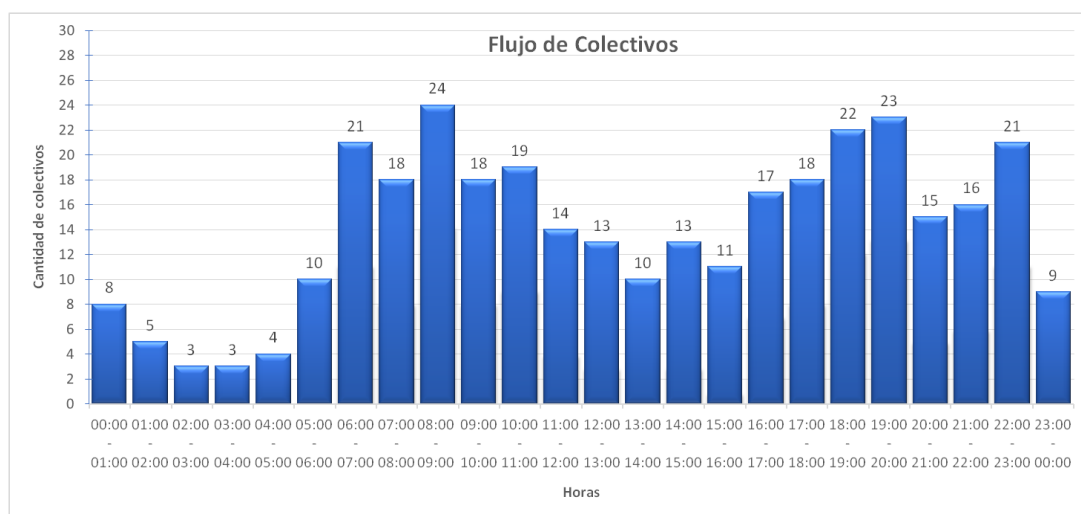


Figura II-15. Cantidad de colectivos a lo largo del día. (Fuente: elaboración propia)

En base a estos datos, se detectaron los horarios pico de ingreso y egreso de colectivos a la terminal (09:00 h y 20:00 h). Paralelamente se realizó un censo de tránsito vehicular en la intersección de las avenidas Mc Lean y Malvinas Argentinas en los mismos horarios.

El objetivo de este estudio fue demostrar la fricción producida entre ambos flujos en los horarios pico: el ingreso y egreso de colectivos a la terminal y el tránsito vehicular pasante.

A su vez, con los datos del censo de tránsito vehicular se realizó un estudio de tránsito. Este estudio tuvo como fin poder estimar un valor de TMDA y realizar una proyección acorde a la demanda de tránsito esperada en el futuro.

Para ello primero se determinó el valor del TMDA en la intersección, para luego poder establecer la proyección del tránsito futuro, la cual surgió de tener en cuenta la tasa de crecimiento.

2. Estudio del tránsito

A) Estimación del TMDA en la intersección:

Para la estimación del TMDA se recurre al concepto de los “coeficientes de estacionalidad” tanto horaria (α), diaria (β), y mensual (γ), por lo cual es menester comenzar estableciendo claramente cada una de sus definiciones:

- **Coeficiente de Estacionalidad:** los volúmenes de tránsito experimentan una serie de variaciones a lo largo de las horas del día, de los días de la semana y de los meses del año. Según estudios, se ha probado que dichas variaciones, expresadas en porcentaje del TMDA son similares para todos los caminos que se encuentren dentro de una zona geográfica económica y socialmente homogénea. Lo que no significa que ambos caminos de esa zona homogénea tengan los mismos volúmenes de tránsito, sino que experimentan variaciones similares. Son estas variaciones las que pueden ser expresadas como porcentaje del TMDA y es a lo que llamamos coeficientes de estacionalidad.

- ✓ Coeficiente de estacionalidad horaria (α): expresa la variación del TMDA a lo largo de las 24 horas del día como un porcentaje del mismo. Resulta del cociente entre el volumen de automóviles o camiones que pasa durante una hora del día determinada y el valor del TMDA de ese día.

$$\alpha = \frac{V_{ih} * 100}{TMDA}$$

Donde;

V_{ih} : volumen de vehículos horario

TMDA: valor del tránsito medio diario anual

- ✓ Coeficiente de estacionalidad diaria (β): el volumen del tránsito medio diario correspondiente a cada día de la semana difiere del TMDA. Esta variación en

función del día de la semana analizada se tiene en cuenta a través de este coeficiente. Resulta del cociente entre el volumen de automóviles o camiones en 1 día y el valor del TMDA.

$$\beta = \frac{\text{Vid} * 100}{\text{TMDA}}$$

Donde;

Vid: volumen de vehículos diarios

TMDA: valor del tránsito medio diario anual

- ✓ Coeficiente de estacionalidad mensual (y): expresa la variación del volumen de tránsito en función del mes del año analizado. Resulta del cociente entre el volumen de automóviles que pasa durante el mes analizado y el valor del TMDA de ese día teniendo en cuenta el número de días del mes.

$$y = \frac{\text{Vim} * 100}{\text{TMDA} * n^{\circ}\text{días del mes}}$$

Donde:

Vih: volumen de vehículos mensual

TMDA: valor del tránsito medio diario anual

Para la determinación de estos coeficientes, se contaron con datos horarios y diarios del TMDA del Peaje Puente, R.N n° 16 (tramo: Lte. c/ Corrientes – Acc. A Barranqueras, km 1,5 – km 5,5) más precisamente de la semana del 28 de febrero al 5 de marzo del corriente año, los cuales se adjuntan en el anexo. Con estos datos, inicialmente se pudieron determinar los coeficientes α y β .

Un resumen de los datos se presenta en las siguientes tablas y figuras:

Tabla II.3. Tránsito por día y hora de peaje puente.

TRANSITO POR HORA									
Dia	Hora	DOMINGO	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO	PROMEDIO
05/03/2016	00 - 01	686	556	233	277	330	380	509	424
05/03/2016	01 -- 02	618	256	158	164	187	274	399	294
05/03/2016	02 -- 03	529	160	125	121	143	142	335	222
05/03/2016	03 -- 04	415	107	90	84	97	88	242	160
05/03/2016	04 -- 05	267	167	137	127	153	168	200	174
05/03/2016	05 -- 06	276	330	295	254	288	286	313	292
05/03/2016	06 -- 07	325	726	671	644	695	661	469	599
05/03/2016	07 -- 08	424	1296	1286	1277	1236	1294	813	1089
05/03/2016	08 -- 09	599	1396	1341	1353	1327	1325	1163	1215
05/03/2016	09 -- 10	699	1217	1080	1156	1126	1151	1171	1086
05/03/2016	10 --11	841	1143	1004	1113	1028	1103	1144	1054
05/03/2016	11 -- 12	953	1024	943	1026	947	1081	1229	1029
05/03/2016	12 -- 13	935	1273	1090	1208	1180	1197	1316	1171
05/03/2016	13 -- 14	753	1097	1123	1080	1145	1221	1135	1079
05/03/2016	14 -- 15	779	904	902	949	934	1049	920	920
05/03/2016	15 -- 16	921	1016	876	1015	1030	1116	849	975
05/03/2016	16 -- 17	1051	1110	993	1155	1126	1329	927	1099
05/03/2016	17 -- 18	1246	1220	1210	1244	1268	1384	994	1224
05/03/2016	18 -- 19	1378	1266	1154	1245	1256	1442	1111	1265
05/03/2016	19 -- 20	1232	1138	1063	1118	1177	1423	1108	1180
05/03/2016	20 -- 21	899	1124	1045	1119	1204	1414	1131	1134
05/03/2016	21 -- 22	1444	872	889	957	971	1242	1213	1084
05/03/2016	22 -- 23	1402	527	544	563	582	902	1060	797
05/03/2016	23 -- 24	945	370	355	384	451	633	796	562

Tabla II.4. Coeficiente de estacionalidad diario

19617	20295	18607	19633	19881	22305	20547	20126
DOMINGO	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO	TOTAL
97,47	100,84	92,45	97,55	98,78	110,82	102,09	700,00

Tabla II.5. Coeficiente de estacionalidad horario.

PROMEDIO		
coef α	Hora	Vol
2,11%	00 a 01	424
1,46%	01 a 02	294
1,10%	02 a 03	222
0,80%	03 a 04	160
0,87%	04 a 05	174
1,45%	05 a 06	292
2,97%	06 a 07	599
5,41%	07 a 08	1089
6,04%	08 a 09	1215
5,39%	09 a 10	1086
5,24%	10 a 11	1054
5,11%	11 a 12	1029
5,82%	12 a 13	1171
5,36%	13 a 14	1079
4,57%	14 a 15	920
4,84%	15 a 16	975
5,46%	16 a 17	1099
6,08%	17 a 18	1224
6,28%	18 a 19	1265
5,86%	19 a 20	1180
5,63%	20 a 21	1134
5,39%	21 a 22	1084
3,96%	22 a 23	797
2,79%	23 a 24	562
100,00%		20126



Figura II-17. Variación del coeficiente horario.

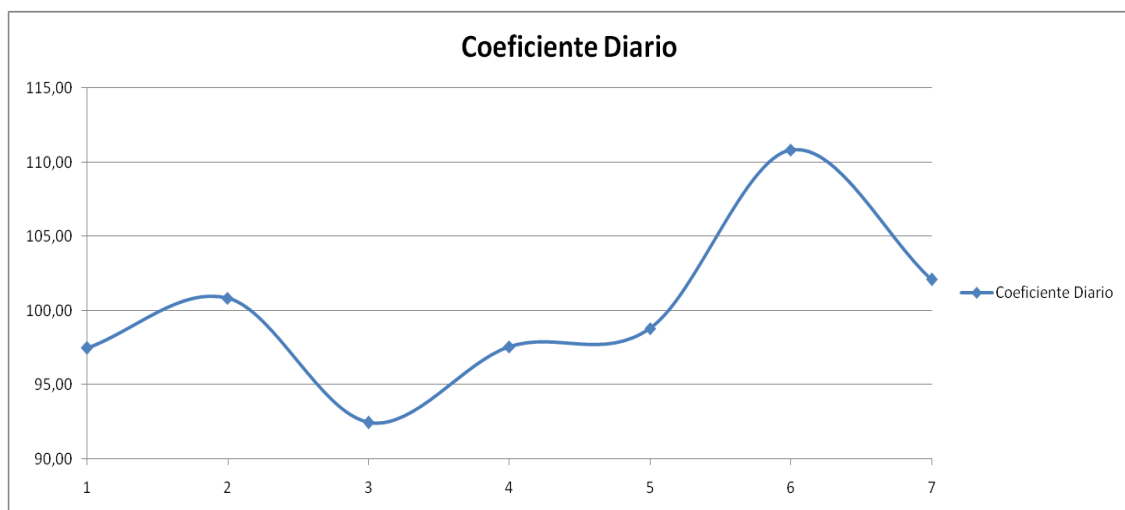


Figura II-16. Variación del coeficiente diario.

Por su parte para la determinación del coeficiente de variación mensual (y) se recurrió a los datos proporcionados por la Dirección Nacional de Vialidad (DNV) – División Transito. Los cuales se adjuntan a continuación.

Tabla II.6. Factores Mensuales (fuente: DNV, 2017)

Factores Mensuales		
Mes	Factor Mensual	%
1	0,997	99,7
2	1,045	104,5
3	1,096	109,6
4	1,074	107,4
5	1,118	111,8
6	1,104	110,4
7	1,078	107,8
8	0,921	92,1
9	0,97	97
10	0,925	92,5
11	1,037	103,7
12	0,735	73,5
12	0,735	73,5
TOTAL		1283,5

Además de la información anterior, se cuentan con los datos de un censo realizado por el grupo de trabajo en la intersección, el jueves 3 de agosto del corriente año, en los rangos horarios de las 08:00 a 10:00 h y desde las 19:00 a 21:00 h.

Cabe aclarar que los rangos horarios en los cuales fueron realizados los censos vehiculares no fueron elegidos arbitrariamente, sino que se realizaron en los mismos rangos horarios en donde el ingreso y egreso de colectivos a la terminal presentaba los movimientos pico, es decir, los mayores volúmenes de entrada y salida de la misma.

Estos horarios fueron a las 09:00 y a las 20:00 h. El objetivo de este procedimiento fue mostrar la “fricción” que se produce entre los flujos vehiculares que circulan en la intersección de la terminal con los ingresos y egresos de colectivos.

A continuación, se muestran los datos del censo vehicular:

- Datos del censo vehicular: 08:00 – 10:00 h:



Figura II-18. Puntos de control para el censo del tránsito: 08:00 – 10:00 h (fuente: elaboración propia, 2017)

Tabla II.7. Datos del censo vehicular: 08:00 – 10:00 h.

ACCESO A LA TERMINAL			
Hora	ACCESO TERMINAL	MC LEAN	MALV ARG
8:00 - 8:15	48	23	94
8:15 - 8:30	53	27	105
8:30 - 8:45	55	30	117
8:45 - 9:00	87	32	144
9:00 - 9:15	92	39	153
9:15 - 9:30	83	34	128
9:30 - 9:45	59	27	112
9:45 - 10:00	41	9	95
TOTAL	518	221	948

Total de vehículos: $518+221+948 = 1.687$ vehículos

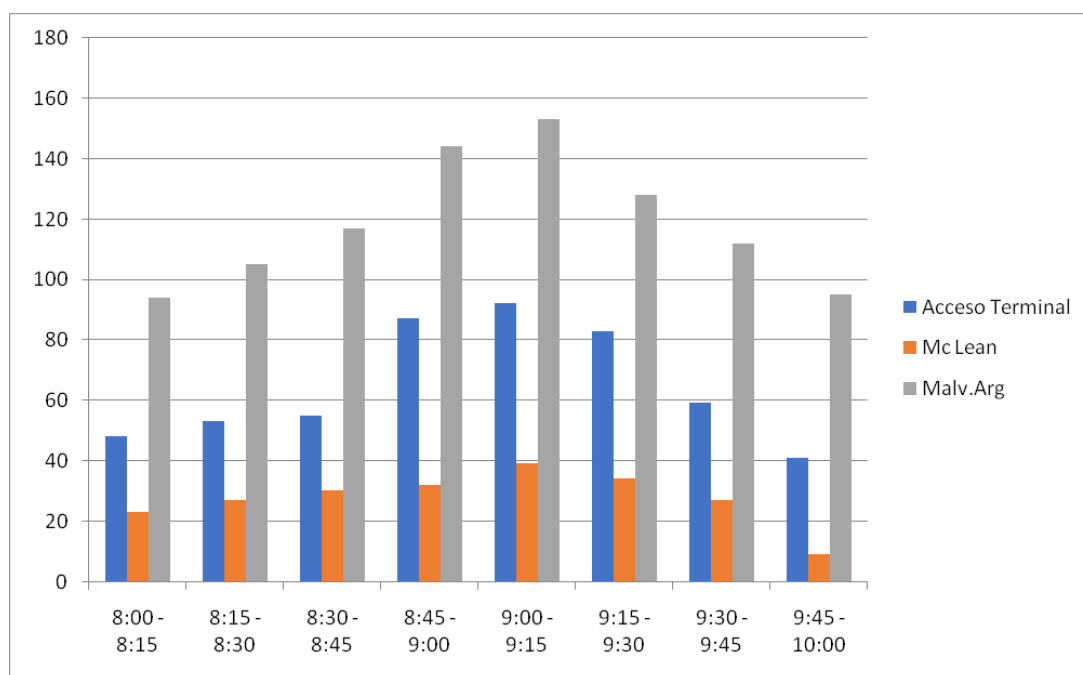


Figura II-19. Variación tránsito vehicular: 08:00 – 10:00 h.

- Datos del censo vehicular: 19:00 – 21:00h:



Figura II-20. Puntos de control para el censo del tránsito: 19:00 – 21:00h. (fuente: elaboración propia, 2017)

Tabla II.8. Datos del censo vehicular: 19:00 – 21:00h.

ACCESO A LA TERMINAL			
Hora	ACCESO TERMINAL	MC LEAN	MALV ARG
19:00 - 19:15	93	139	35
19:15 - 19:30	96	143	37
19:30 - 19:45	105	175	40
19:45 - 20:00	106	186	49
20:00 - 20:15	93	156	43
20:15 - 20:30	83	136	34
20:30 - 20:45	72	116	11
20:45 - 21:00	69	110	9
TOTAL	717	1161	258

Total de vehículos: $717+1161+258 = 2136$ vehículos

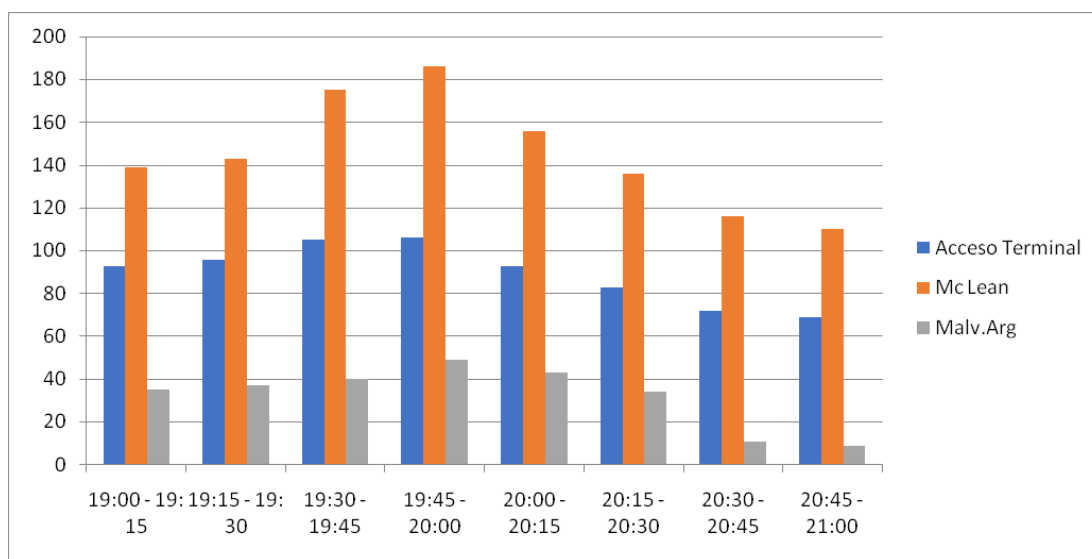


Figura II-21. Variación tránsito vehicular: 19:00 – 21:00h.



Figura II-22. Relevamiento del tránsito en la salida de la ETOR (fuente: elaboración propia, 2017)

Con los coeficientes obtenidos de los datos del peaje puente y con los de la sección tránsito de la DNV, sumado a los datos de volúmenes obtenidos en el aforo realizado, se procede a calcular el TMDA estimado en la intersección para los siguientes datos:

- Hora: 8 a 10 h
- Día: jueves
- Mes: agosto
- Total: 1687 vehículos

Hora	Vehiculos
08:00 - 09:00	815
09:00 - 10:00	872
TOTAL	1687

$$\alpha_{8 \text{ a } 9} = 6,04 \%$$

$$\alpha_{9 \text{ a } 10} = 5,39 \%$$

$$\beta_{\text{jueves}} = 98,78 \%$$

$$y_{\text{agosto}} = 92,1 \%$$

$$TMDA_x = \left\{ \frac{\text{veh } 8 \text{ a } 9 \text{ h}}{(\alpha_{8 \text{ a } 9})} + \frac{\text{veh } 9 \text{ a } 10 \text{ h}}{(\alpha_{9 \text{ a } 10})} \right\} * \frac{1}{2} * \beta_{\text{jueves}} * y_{\text{agosto}}$$

$$TMDA_x = 13.497 \text{ vehiculos.}$$

- Hora: 19 a 21 h
- Día: jueves
- Mes: agosto
- Total: 2136 vehículos

Hora	Vehiculos
19:00 - 20:00	1204
20:00 - 21:00	932
TOTAL	2136

$$\alpha_{19 \text{ a } 20} = 5,86\%$$

$$\alpha_{20 \text{ a } 21} = 5,63\%$$

$$\beta_{\text{jueves}} = 98,78 \%$$

$$y_{\text{agosto}} = 92,1 \%$$

$$TMDA x = \left\{ \frac{\text{veh } 19 \text{ a } 20 \text{ h}}{(\alpha_{19 \text{ a } 20})} + \frac{\text{veh } 20 \text{ a } 21 \text{ h}}{(\alpha_{20 \text{ a } 21})} \right\} * \frac{1}{2} * \beta_{\text{jueves}} * y_{\text{agosto}}$$

$$TMDA x = 16876 \text{ vehiculos.}$$

Como debe existir un solo valor de TMDA se calcula un promedio de ambos resultados, entonces:

$$TMDA x = \frac{13497 + 16876}{2} = 15.186 \text{ vehiculos}$$

$$TMDA x = 15.186 \text{ vehiculos.}$$

Así como se determinaron los coeficientes de estacionalidad en función de los datos del TMDA del Peaje Puente, se realizó un análisis análogo, pero con datos de la R.N n°11. El objetivo de este análisis fue tener también otro punto de datos cercano e influyente a la zona de estudio con el cual realizar la estimación del TMDA en la intersección.

Para la determinación del TMDA se utilizaron los coeficientes que otorga la Dirección Nacional de Vialidad – División Tránsito en la página web. Los valores de los coeficientes se presentan a continuación:

Ruta: R.N n° 11

Límites de tramo: km: 983,45 – km: 1002,01

Tabla II.9. Factores diarios. Año 2016 mes de agosto (fuente: DNV, 2017)

Día	Factor Diario Mensual	%
Lunes	1,021	102,1
Martes	1,085	108,5
Miercoles	1,033	103,3
Jueves	0,966	96,6
Viernes	0,86	86
Sabado	0,933	93,3
Domingo	1,118	111,8
TOTAL	7,016	701,6

Tabla II.10. Factores horarios año 2016; mes: agosto; día: jueves (fuente: DNV, 2017)

Hora	Factor Horario Diario	Peso (%)
1	51,9	1,929
2	73,2	1,365
3	111,8	0,895
4	98,2	1,018
5	88,8	1,126
6	54,7	1,828
7	25,4	3,942
8	16,6	6,009
9	16,4	6,11
10	17,2	5,809
11	20,4	4,891
12	19,7	5,068
13	19,1	5,238
14	19	5,277
15	17,3	5,77
16	16,7	5,986
17	16,4	6,11
18	18,5	5,415
19	15,5	6,434
20	18,2	5,5
21	23,1	4,32
22	27	3,703
23	30,4	3,294
24	33,8	2,962
TOTAL		100,00

Tabla II.11. Factores mensuales año 2016 (fuente: DNV, 2017)

Mes	Factor Mensual	%
1	0,891	89,1
2	0,954	95,4
3	1,043	104,3
4	1,158	115,8
5	1,114	111,4
6	1,091	109,1
7	0,822	82,2
8	1,014	101,4
9	1,063	106,3
10	1,018	101,8
11	1,036	103,6
12	0,914	91,4
TOTAL	12,118	1211,8

Se realizó un análisis similar al anterior utilizándose también los mismos datos del censo vehicular realizado por el grupo de trabajo en la intersección el jueves 3 de agosto del 2017, cuyos datos ya fueron adjuntados precedentemente en el presente informe.

Con todos estos datos, se procede a calcular el TMDA estimado en la intersección para los siguientes datos:

- Hora: 8 a 10 h
- Día: jueves
- Mes: agosto
- Total: 1687 vehículos

Hora	Vehiculos
08:00 - 09:00	815
09:00 - 10:00	872
TOTAL	1687

$$\alpha_{8 \text{ a } 9} = 6,11 \%$$

$$\alpha_{9 \text{ a } 10} = 5,81 \%$$

$$\beta_{\text{jueves}} = 96,60 \%$$

$$y_{\text{agosto}} = 101,4 \%$$

$$TMDA x = \left\{ \frac{\text{veh } 8 \text{ a } 9 \text{ h}}{(\alpha_{8 \text{ a } 9})} + \frac{\text{veh } 9 \text{ a } 10 \text{ h}}{(\alpha_{9 \text{ a } 10})} \right\} * \frac{1}{2} * \beta_{\text{jueves}} * y_{\text{agosto}}$$

$$TMDA x = 13884 \text{ vpd.}$$

- Hora: 19 a 21 h
- Día: jueves
- Mes: agosto
- Total: 2136 vehículos

Hora	Vehiculos
19:00 - 20:00	1204
20:00 - 21:00	932
TOTAL	2136

$$\alpha_{19 \text{ a } 20} = 5,50\%$$

$$\alpha_{20 \text{ a } 21} = 4,32\%$$

$$\beta_{\text{jueves}} = 96,60 \%$$

$$y_{\text{agosto}} = 101,4 \%$$

$$TMDA x = \left\{ \frac{\text{veh } 19 \text{ a } 20 \text{ h}}{(\alpha \text{ } 19 \text{ a } 20)} + \frac{\text{veh } 20 \text{ a } 21 \text{ h}}{(\alpha \text{ } 20 \text{ a } 21)} \right\} * \frac{1}{2} * \beta_{\text{jueves}} * \text{y agosto}$$

$$TMDA x = 21.288 \text{ vehiculos.}$$

Como debe existir un solo valor de TMDA se calcula un promedio de ambos resultados, entonces:

$$TMDA x = \frac{13884 + 21288}{2} = 17.586 \text{ vpd}$$

$$TMDA x = 17.586 \text{ vehiculos.}$$

Asimismo, para determinar un TMDA de cálculo, se determina el promedio entre estos dos valores calculados:

$$TMDA x = \frac{15186 + 17586}{2} = 16.386 \text{ vpd}$$

$$TMDA x = 16.386 \text{ vpd.}$$

Como conclusión se puede decir entonces que el TMDA estimado en la intersección de las Avenidas Mc Lean y Malvinas Argentinas es de 16.386 vehículos por día.

Si se analiza más detenidamente, se puede destacar claramente que este valor obtenido es muy similar al valor del TMDA que arrojan los censos de la DNV en la ruta n° 11 en el tramo entre los km 1002,01 y 1004,94 (área urbana) que es de aproximadamente 17.000 vehículos. Esto da una idea del número de vehículos que confluyen desde las ciudades de Resistencia y Fontana hacia la ruta n°11 y se suman a esta en dicho tramo.

B) Estimación del tránsito futuro en la intersección

Para la estimación del tránsito futuro en la intersección de las avenidas Mc Lean y Malvinas Argentinas se realizó primeramente la determinación de la tasa de crecimiento i , para luego, en función de ésta, estimar un valor de tránsito futuro en la intersección de la actual terminal de ómnibus.

a. Determinación de la tasa de crecimiento i

Para su determinación se adopta una metodología de cálculo que consiste en tener en cuenta un estudio socioeconómico propuesta por el Ing. Horacio R. Vallejos en su libro “Elaboración de un proyecto vial, tomo 1: Planeamiento, 2012”.

La misma consiste en analizar el crecimiento de los siguientes parámetros socioeconómicos.

- Población.
- Producción.
- Consumo de combustible.
- Parque automotor.
- TMDA.

Luego tomando las tasas ponderadas de los crecimientos individuales de cada parámetro, en función si es una obra nueva o de rehabilitación se llega a la tasa de crecimiento final. En este caso se consideró como obra nueva.

Tabla II.12. Porcentajes de ponderación (fuente: Vallejos, Horacio R., 2012)

PARÁMETROS	OBRA NUEVA	OBRA DE REHABILITACIÓN
Población	15% r_p	10% r_p
Parque automotor	20% r_a	15% r_a
TMDA	35% r_{TMDA}	50% r_{TMDA}
Cons. combustible	15% r_c	15% r_c
Producción	15% r_{PRO}	10% r_{PRO}
Tasa de crecimiento	% r	% r

a1) Población:

Analizando la serie histórica poblacional correspondiente al AMGR obtenida con datos de los censos nacionales oficiales realizados (INDEC), se determina la tasa de crecimiento poblacional (r_p).

$$r_p = \left(\frac{P_f}{P_o}\right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Donde:

P_f = último dato de la serie

P_o = primer dato de la serie

n = número de años de la serie

Tabla II.13. Censo nacional de población, hogares y viviendas de 1991, 2001 y 2010 (fuente: INDEC, 2017).

Evolucion demografica del A.M.G.R. a lo largo de los censos nacionales			
Año	1991	2001	2010
Resistencia	229.212	274.490	290.723
Barranqueras	42.572	50.738	54.698
Fontana	14.436	26.745	32.027
Puerto Vilelas	6.067	7.617	8.278
AMGR	292287	359590	385726

Población total: según el censo del año 2001 el A.M.G.R. contaba con una población total de 292.287 habitantes, en el censo realizado en el año 2010 la población creció a unos 385.726 habitantes.

Aplicando la formula antes mencionada obtenemos que la tasa de crecimiento poblacional, en diecinueve años, fue del 1,47%.

$$r_p = \left(\frac{385.726 \text{ habitantes}}{292.287 \text{ habitantes}} \right)^{\frac{1}{19}} - 1 = 0,0147 = 1,47\%$$

a2) Parque automotor:

Sobre una serie histórica del parque automotor se determina una tasa de crecimiento de dicha variable (r_a).

$$r_a = \left(\frac{A_F}{A_0} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$

Donde:

Af= último dato de la serie

Ao= primer dato de la serie

n= número de años de la serie

Parque automotor: según la DNRPA (Dirección Nacional de los Registros Nacionales de la Propiedad del Automotor y de Créditos Prendarios) en el año 2006 el AMGR registró la inscripción de 3.564 automóviles y en el año 2015 un total de 7.325 automóviles.

Tabla II.14. Parque automotor del AMGR (fuente: DNRPA, 2017)

AÑO	AMGR
2006	3564
2007	4629
2008	6503
2009	5721
2010	5422
2011	7784
2012	7150
2013	8164
2014	6686
2015	7325

Aplicando la formula antes mencionada obtenemos que la tasa de crecimiento del parque automotor en la provincia, en el periodo de nueve años, fue del **8,33%**.

$$r_a = \left(\frac{7.325 \text{ automóviles}}{3.564 \text{ automóviles}} \right)^{\frac{1}{9}} - 1 = 0,0833 = 8,33\%$$

a3) Tránsito medio diario anual (TMDA):

Sobre una serie histórica del T.M.D.A. se determina una tasa de crecimiento de dicha variable (r_a).

$$r_{TMDA} = \left(\frac{TMDA_f}{TMDA_0} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Donde:

$TMDA_f$ = último dato de la serie

$TMDA_0$ = primer dato de la serie

n = número de años de la serie

T.M.D.A.: la estación permanente de la Dirección Nacional de Vialidad, ubicado en el peaje del puente Gral. Manuel Belgrano, registro un valor de 16.000 vehículos promedios en el año 2006, mientras que en el año 2015 se contabilizo un total de 23.700 vehículos promedios.

Tabla II.15. Crecimiento del T.M.D.A. Estación peaje del puente Gral. Belgrano (fuente: Elaboración propia, 2017)

Estación Permanente	Años									
	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
Acc. Viaducto Corrientes - Lte. con Chaco	16000	16000	16200	16600	17200	19050	21667	23100	23200	23700

Aplicando la formula antes mencionada obtenemos que la tasa de crecimiento del T.M.D.A., en el periodo de nueve años, fue del **4,46%**.

$$r_{TMDA} = \left(\frac{23.700 \text{ vehículos}}{16.000 \text{ vehículos}} \right)^{\frac{1}{9}} - 1 = 0.0446 = 4,46\%$$

- T.M.D.A: según los datos de la Dirección Nacional de Vialidad – Sección Transito, entre los km 983.45 – km 1002.01 en el año 2006 se registró un TMDA de vehículos promedios en el año 2006, mientras que en el año 2015 se contabilizo un total de 23.700 vehículos promedios.

Tabla II.16. Crecimiento del T.M.D.A. Ruta Nacional n° 11 km 983,45 – km 1002,01. (fuente: DNV, 2015)

Estación Permanente	Años									
	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
km 983.45 – km 1002.01	2365	2489	2609	2595	2751	3163	3117	3264	3088	3184

Aplicando la formula antes mencionada obtenemos que la tasa de crecimiento del T.M.D.A., en el periodo de nueve años, fue del **3.36%**.

$$r_{TMDA} = \left(\frac{3184 \text{ vehículos}}{2365 \text{ vehículos}} \right)^{\frac{1}{9}} - 1 = 0.0335 = 3,36\%$$

a4) Consumo de combustible:

Se presentan los datos de la actividad económica provincial – consumo de combustible brindada por el ministerio de economía y finanzas publicas:

Tabla II.17. Venta de combustibles años 2003-2014 (fuente: Secretaría de energía, 2017)

Indicador	UM	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	Participación en el Total Nacional (en %) (*)	Fuente
Consumo cemento Portland	Tn	85.829	114.851	144.756	147.555	177.593	195.424	215.520	241.305	272.903	240.623	254.895	259.714	2,3	AFCP
Distribución de energía eléctrica	GWh	1.083	1.192	1.292	1.423	1.563	1.648	1.788	1.876	1.984	2.195	2.303	2.472	2,0	CAMMESA
Distribución de gas	miles de m ³	Sin acceso a la red										0,0	ENARGAS		
Patentamiento	unid.	s/d	s/d	5.257	6.470	8.330	11.762	9.760	9.643	14.346	13.969	15.788	12.797	1,9	ACARA
Permisos de edificación(**)	m ²	134.408	91.969	172.720	159.773	173.754	110.102	140.454	134.033	166.503	179.132	238.887	187.709	-	INDEC
Venta de combustibles	m ³	224.941	232.294	296.333	332.748	381.650	372.164	362.285	417.631	440.913	420.658	425.353	417.157	1,9	Sec. Energía

Tabla II.18. Venta de combustibles años 2010-2015 (fuente: Secretaría de energía, 2017)

Indicador	UM	2010	2011	2012	2013	2014	2015	Participación en el Total Nacional (en %) (*)	Fuente
Consumo cemento Portland	Tn	241.305	272.903	240.623	254.895	259.714	276.266	2,3	AFCP
Distribución de energía eléctrica	GWh	1.876	1.984	2.195	2.303	2.472	2.626	2,0	CAMMESA
Patentamiento	unid.	9.643	14.346	13.969	15.788	12.828	13.620	2,1	ACARA
Permisos de edificación(**)	m ²	134.033	166.413	179.087	238.887	187.709	s/d	-	INDEC
Venta de combustibles	m ³	417.631	440.913	420.658	425.353	417.157	441.311	2,0	Sec. Energía

Sobre una serie histórica de la venta de combustibles se determina una tasa de crecimiento de dicha variable (r_a).

$$r_c = \left(\frac{C_F}{C_0}\right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Donde:

Cf= último dato de la serie.

Co= primer dato de la serie.

n= número de años de la serie.

Venta de combustible: según el ministerio de economía y finanzas publicas en el año 2006 la provincia del Chaco registró una venta de 332.748 m^3 de combustibles, mientras que en el año 2015 fue un total de 441.311 m^3 .

Aplicando la formula antes mencionada obtenemos que el consumo de combustible en la provincia del Chaco, en el periodo de nueve años, fue del **3,18 %**.

$$r_c = \left(\frac{441.311 \text{ m}^3}{332.748 \text{ m}^3}\right)^{\frac{1}{9}} - 1 = 0,0318 = 3,18\%$$

a5) Producción:

a5.1) Agrícola:

La siguiente tabla expone los valores de la producción agrícola brindada por el ministerio de producción de la provincia del Chaco:

Tabla II.19. Agricultura, producción toneladas en bruto (fuente: Ministerio de producción de la provincia del Chaco, 2017)

Año	Algodón	Soja	Trigo	Maíz	Sorgo	Girasol	Arroz	TOTAL
2004/2005	293.748	878.385	16.200	221.280	252.450	188.140	20.210	1.870.413
2005/2006	152.423	1.396.480	88.340	362.990	438.350	655.210	15.300	3.109.093
2006/2007	292.980	1.306.665	140.420	477.700	384.020	569.710	25.200	3.196.695
2007/2008	265.350	1.750.000	16.370	422.050	463.250	470.760	40.000	3.427.780
2008/2009	226.798	654.973	3.120	95.770	141.680	125.460	47.125	1.294.926
2009/2010	445.664	1.617.187	700	367.758	356.870	37.120	44.460	2.869.759
2010/2011	546.201	1.625.344	316.440	553.218	387.601	337.326	48.840	3.814.970
2011/2012	191.311	231.937	187.855	92.119	122.917	389.221	44.800	1.260.161
2012/2013	201.298	681.351	73.845	238.620	225.806	648.381	45.500	2.114.801
2013/2014	399.348	1.591.090	23.160	860.585	525.820	150.119	33.600	3.583.722
2014/2015	288.281	1.505.240	151.881	464.550	263.305	278.650	36.600	2.988.507

Sobre una serie histórica de la producción se determina una tasa de crecimiento de dicha variable (r_p).

$$r_p = \left(\frac{C_F}{C_0}\right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Donde:

Cf= último dato de la serie.
Co= primer dato de la serie.
n= número de años de la serie.

Producción agrícola

$$r_{pa} = \left(\frac{2.988.507}{1.870.413} \right)^{\frac{1}{11}} - 1 = 0,043 = 4,3\%$$

a5.2) Explotación forestal:

La siguiente tabla muestra la variación de la producción forestal de la provincia del Chaco, tomando una serie de siete años para el análisis de la tasa de su crecimiento.

Tabla II.20. Variación de la producción forestal en la provincia del Chaco (fuente: Dirección de bosques. Subsecretaría de recursos naturales de la producción, 2017)

Año	Rollo	Rollizo	Leña	Poste	TOTAL
2007	199.969	145.538	687.549	19.490	1.052.546
2008	218.901	182.775	712.685	19.070	1.133.431
2009	186.704	132.527	752.859	14.637	1.086.727
2010	190.904	143.453	817.769	17.383	1.169.509
2011	184.887	120.064	812.758	13.490	1.131.199
2012	266.845	169.250	703.139	13.309	1.152.543
2013	198.581	178.181	689.839	11.634	1.078.235

Producción forestal

$$r_{pf} = \left(\frac{1.078.235}{1.052.546} \right)^{\frac{1}{6}} - 1 = 0,004 = 0,40\%$$

a5.3) Ganadería:

La siguiente tabla muestra la variación de la producción ganadera de la provincia del Chaco:

Tabla II.21. Existencia de cabezas de ganado (fuente: Ministerio de producción de la provincia del Chaco, 2017)

Año	Bovinos	Ovinos	Porcinos	Caprinos	TOTAL
2005	2.477.837	113.404	117.894	519.038	3.228.173
2006	2.616.506	115.105	122.610	529.483	3.383.704
2007	2.779.018	116.831	127.515	540.072	3.563.436
2008	2.666.964	112.889	131.942	522.208	3.434.003
2009	2.391.227	110.631	135.901	511.763	3.149.522
2010	2.575.552	113.950	144.055	542.469	3.376.026
2011	2.455.533	144.276	152.696	575.017	3.327.522
2012	2.600.302	139.113	123.340	322.527	3.185.282
2013	2.788.985	199.883	213.126	420.200	3.622.194
2014	2.636.615	255.000	256.000	650.000	3.797.615
2015	2.705.169	280.000	270.000	760.000	4.015.169

Producción ganadera

$$r_{pg} = \left(\frac{4.015.169}{3.228.173} \right)^{\frac{1}{10}} - 1 = 0,022 = 2,21\%$$

a.6) Promedio de la tasa de crecimiento de la producción:

$$rp = \frac{rpa + rpf + rpg}{3} = \frac{4,3\% + 0,40\% + 2,21\%}{3} = 2,30\%$$

$$rp = 2,30\%$$

Obtenidas las tasas de crecimiento de cada una de las variables se calculó la tasa de crecimiento que tendrá el tránsito tanto de la ruta nacional n°16 como de la ruta nacional n°11, aplicando las ponderaciones recomendadas por las DNV.

- Para ruta nacional n° 16:

Tabla II.22. Tasa de crecimiento RN°16

LTE.C/CORRIENTES - ACC.A BARRANQUERAS		
PARAMETROS	peso (%)	r(%)
Población	15%	1,47
Parque automotor	20%	8,33
TMDA	35%	4,46
Cons. Combustible	15%	3,18
Producción	15%	2,3
Tasa de crecimiento	100%	4,27

- Ruta nacional n°11:

Tabla II.23. Tasa de crecimiento RN°11

INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)		
PARÁMETROS	peso (%)	r(%)
Población	15%	1,47
Parque automotor	20%	8,33
TMDA	35%	3,36
Cons. Combustible	15%	3,18
Producción	15%	2,3
Tasa de crecimiento	100%	3,88

Para la determinación de una única tasa de crecimiento para la zona de estudio, se determinó un promedio de las anteriores:

Tabla II.24. Ponderación tasa de crecimiento.

Ruta	Tramo	Inicio (km)	Fin (km)	r(%)	Promedio (%)
16	LTE.C/CORRIENTES - ACC.A BARRANQUERAS	1,5	5,5	4,27	4,08
11	INT.EX R.N.89 (I) - RESISTENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	3,88	

Se puede notar que este valor es superior a la tasa de crecimiento recomendada por la DNV para todos los análisis de tránsito, que oscila en el 3%, siendo este un valor que más se ajusta al crecimiento que tuvo el país en los últimos 7 años.

Se debe tener en cuenta también que se tiene un alto grado de incertidumbre acerca del desarrollo económico del país en los próximos 20 años, para los cuales está previsto el proyecto.

Es por este motivo que en el presente trabajo se optó por utilizar una tasa de crecimiento del 3% para estimar el tránsito futuro.

Tasa de crecimiento = 3%

a) Determinación del valor del tránsito futuro

Para una Vida Útil “n” de 20 años y una tasa de crecimiento del 3% anual, se extrapola el tránsito de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$TMDA_{2037} = \frac{TMDA_{2017} * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^n - 1}{n * \left(\frac{i}{100}\right)}$$

$$TMDA_{2037} = \frac{16386 * \left(1 + \frac{3}{100}\right)^{20} - 1}{20 * \left(\frac{3}{100}\right)} = 22.015 \text{ vpd}$$

$$TMDA_{2037} = 22.015 \text{ vpd}$$

Conclusiones

Como conclusión se puede decir que, dentro de 20 años en la intersección de las avenidas Maclean y Malvinas Argentinas, el tránsito pasante será aproximadamente de una magnitud de lo que hoy es el TMDA del puente General Belgrano. Por lo cual los accesos a la estación terminal quedarán prácticamente obsoletos en cuanto a circulación, y en cuanto a la fricción que presentarán el ingreso y egreso de ómnibus con el tránsito vehicular pasante.

Con este argumento queda claramente expresada la necesidad de reubicar la estación terminal, para brindar así en los próximos años una óptima calidad de servicio a los usuarios.

III. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

III.1. Introducción

En el año 1976 se iniciaron los primeros intentos institucionales por construir y principalmente por ubicar la obra más esperada de la provincia, la estación terminal de ómnibus. Finalmente, y luego de casi 20 años de intentos y fracasos, la misma fue emplazada en lo que actualmente se conoce como la intersección de las avenidas Mc Lean y Malvinas Argentinas. Hoy con 24 años de funcionamiento, la ETOR vuelve a estar envuelta en un problema de ubicación.

El crecimiento demográfico, asociado al desarrollo económico hizo que la ciudad vaya extendiéndose mucho más allá de aquellos límites planeados hace poco más de 20 años, lo que condujo a que se tenga que replantear nuevamente los bordes de la ciudad aún fuera de las defensas de la misma.

III.2. Objetivo

En el presente capítulo se llevará a cabo un análisis de las posibles alternativas de ubicación del edificio de la estación terminal de ómnibus, y la elección de la ubicación óptima.

III.3. Metodología

La elección más apropiada del emplazamiento de la terminal se realizó aplicando el método de análisis jerárquico (MAJ) basado en la teoría de optimización multicriterio /multiobjetivo.

Para poder aplicar el método, primeramente, se definieron los aspectos que se consideraron relevantes para la selección de la ubicación óptima. En este caso, se tuvieron en cuenta cuatro aspectos:

- Accesibilidad a vías de comunicación
- Vulnerabilidad ante inundaciones
- Cercanía al centro neurálgico
- Superficie de los terrenos

El aspecto, “Accesibilidad a vías de comunicación” tuvo en cuenta la cercanía y disponibilidad de la futura estación terminal a calles y avenidas principales que faciliten y hagan más rápida la conexión de la misma con distintos puntos de la ciudad.

El aspecto “Vulnerabilidad ante inundaciones”, tuvo como objetivo principal poner de manifiesto las zonas amenazadas por las inundaciones urbanas, es decir, las zonas con mayor o menor riesgo hídrico de inundación.

El aspecto, “Cercanía al centro neurálgico” fue considerado con el objeto de que la nueva ubicación se encuentre a una distancia tal del centro de la ciudad que sea accesible por

todos los ciudadanos, ya sea mediante el uso de algún tipo de transporte público (taxi, remis, colectivos), o transporte particular. La consideración de este aspecto tiene como fin evitar la necesidad de invertir una excesiva cantidad de tiempo y por ende de dinero en llegar a la terminal.

Por su parte, el aspecto “Superficie de los terrenos” intenta reflejar la factibilidad técnico-económica de la implementación del proyecto.

El MAJ (Método de Análisis Jerárquico), en sus lineamientos adopta ciertas puntuaciones para realizar las comparaciones paritarias entre cada uno de sus aspectos, las cuales deben seguir la escala semántica que se detalla a continuación:

Igual en importancia: 1.

Un poco más importante: 3.

Mucho más importante: 5.

Claramente más importante: 7.

Absolutamente más importante 9.

A continuación, se presenta la matriz de comparaciones paritarias se la elabora siguiendo la escala semántica explicada anteriormente:

Tabla III.1. Matriz de comparaciones

Coeficientes	Accesibilidad a vías de comunicación	Vulnerabilidad ante inundaciones	Cercanía al centro neurálgico	Superficie de los terrenos	
Accesibilidad a vías de comunicación	1,00	2,00	3,00	4,00	
Vulnerabilidad ante inundaciones	0,50	1,00	1,50	0,75	
Cercanía al centro neurálgico	0,33	0,67	1,00	1,33	
Superficie de los terrenos	0,25	1,33	0,75	1,00	
Suma	2,08	5,00	6,25	7,08	
k	0,48	0,20	0,16	0,14	0,84
k normalizado	0,57	0,24	0,19	0,17	1

El objetivo de determinar esta matriz es definir claramente qué importancia le damos a cada uno de los aspectos considerados.

Para interpretar la lectura de dicha matriz, se analiza, como ejemplo, la primera línea de la misma: según la escala adoptada, la accesibilidad a vías de comunicación es algo más importante que la vulnerabilidad ante inundaciones, a su vez, es un poco más importante que la cercanía al centro neurálgico y es mucho más importante que la superficie de los terrenos.

Las últimas 3 líneas de la matriz de arriba representan el cálculo aproximado del auto vector de la matriz de comparaciones paritarias, denominado “K normalizado”. Por un lado, se encuentra la “suma” de las puntuaciones, luego el valor “k” que se calcula como la inversa de la suma anterior. Finalmente, el “k normalizado” de cada aspecto que se define como el producto entre la inversa del k total anteriormente calculado y su respectivo valor de k.

A modo de ejemplo:

$$\text{Suma} = 1,00 + 0,50 + 0,33 + 0,25 = 2,08. \quad k = 1 / 2,08 = 0,48$$

$$k \text{ total} = 0,48 + 0,20 + 0,16 + 0,14 = 0,84$$

$$k \text{ normalizado} = (1/k \text{ total}) * k = (1/0,84) * 0,48 = 0,57$$

III.3.a. Definición de las alternativas de emplazamiento

Se definieron cuatro zonas dentro del AMGR consideradas como posibles alternativas de ubicación de la terminal de ómnibus.

A continuación, se muestra la siguiente tabla con los datos de ubicación, superficie, nomenclaturas catastrales y demás de cada una de las alternativas.

Todos los datos incluidos en la misma fueron obtenidos de las entidades correspondientes, como ser la Administración Provincial del Agua (APA) y Dirección Provincial de Catastro y Cartografía del Chaco.

Tabla III.2. Características de las alternativas de emplazamiento (fuente: elaboración propia, 2017)

Alternativa	Ubicación			Superficie (ha)	Distrito de zonificación		Riesgo hídrico
	Latitud	Longitud	Calles				
1	27.451528°	59.027040°	Cruce ruta nacional 11 y av. Malvinas Argentinas, Rcia.	5,96	E4	área de equipamientos: comercial mayorista	restricción severa
					U	área de urbanización	
2	27.429265°	59.012202°	Cruce ruta nacional 11 y av. 25 de mayo, Rcia.	3,25	R4	área residencial	zona prohibida
3	27.397404°	58.998455°	Ruta nacional 11	7	E5	área de equipamientos: general	restricción severa
4	27.402446°	58.996865°	Ruta nacional 11	4,9	E5	área de equipamientos: general	zona con plan director de drenaje urbano

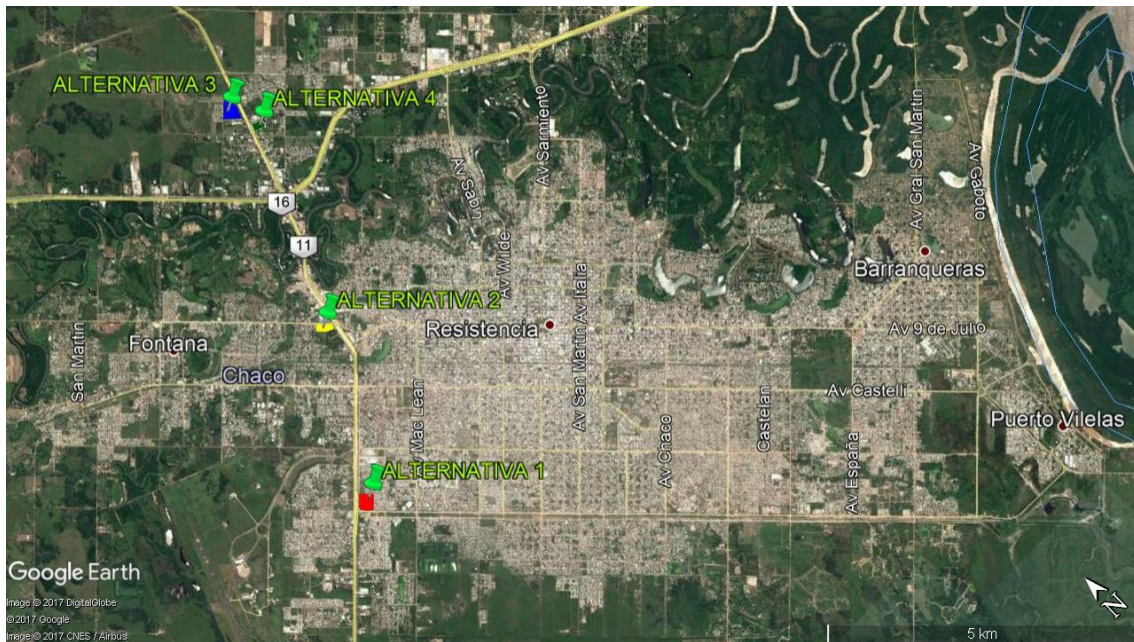


Figura III-1. Alternativas de ubicación de la ETOR en el AMGR. (fuente: Google Earth, 2017. Editado por el equipo de trabajo.)

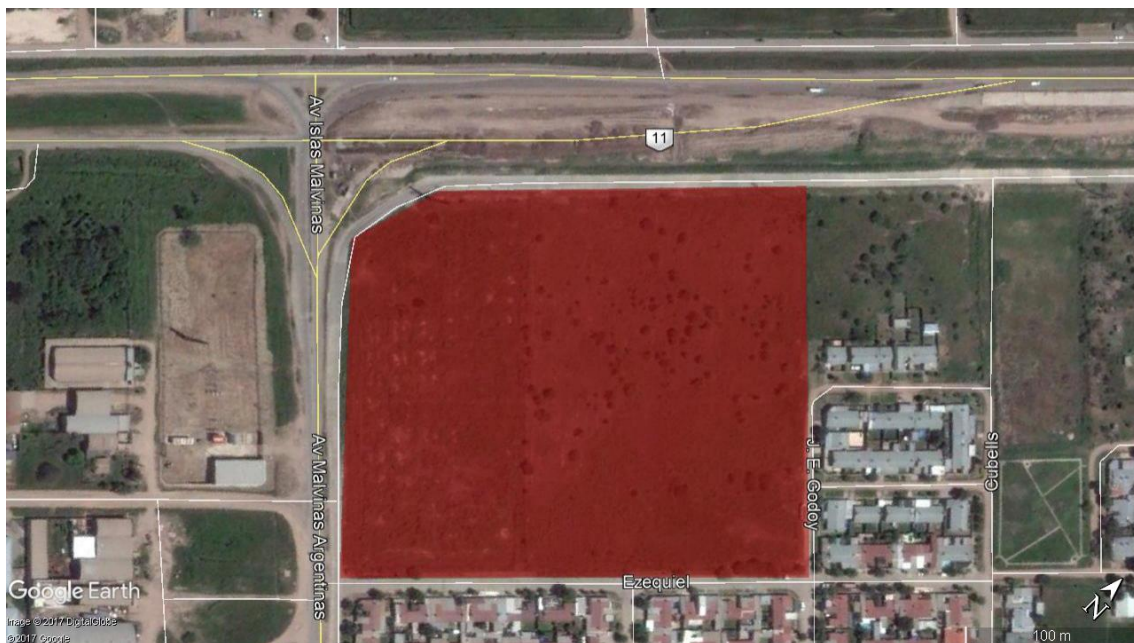


Figura III-2. Alternativa N°1 – Intersección Av. Malvinas Argentinas y ruta n° 11. (fuente: Google Earth, 2017. Editado por el equipo de trabajo.)



Figura III-3. Alternativa N°2 - Intersección Av. 25 de mayo y ruta n° 11. (fuente: Google Earth, 2017. Editado por el equipo de trabajo.)



Figura III-4. Alternativa N°3 – sobre ruta n°11. (fuente: Google Earth, 2017. Editado por el equipo de trabajo.)



Figura III-5. Alternativa N°4 – sobre ruta n° 11. (fuente: Google Earth, 2017. Editado por el equipo de trabajo.)

III.3.b. Comparación entre alternativas según los aspectos considerados

Continuando con la aplicación del MAJ se elaboraron otras 4 matrices, en las que comparamos entre sí las cuatro zonas disponibles, según cada uno de los aspectos mencionados.

Para entender mejor esta instancia de la aplicación del método se analiza, como ejemplo, la primera matriz mostrada a continuación en la que se comparan las alternativas según el aspecto “Accesibilidad a vías de comunicación”. La primera línea, es la correspondiente a la relación entre la alternativa 1 y las restantes: los elementos correspondientes a esta fila son los “ a_{1j} ”, es decir, la relación entre el peso (la importancia) de la alternativa “1” sobre el peso de la alternativa “j”.

Se puede decir entonces que tanto esta, como las demás matrices serán recíprocas, o sea que los valores que están por arriba de la diagonal principal serán recíprocos de los que están por debajo de ella. Además, la diagonal principal, estará integrada por “unos” que representan la comparación de una alternativa determinada con ella misma. Un ejemplo de esto es el elemento a_{11} de la fila en estudio.

Por su parte, el elemento a_{12} compara las alternativas n°1 y n°2 que en este caso es un valor menor que uno.

Tabla III.3. Comparación según “Accesibilidad a vías de comunicación”

Accesibilidad a VC	Alternativa N°1	Alternativa N°2	Alternativa N°3	Alternativa N°4	
Alternativa N°1	1,00	2,00	3,00	3,00	
Alternativa N°2	0,50	1,00	3,00	3,00	
Alternativa N°3	0,33	0,33	1,00	1,00	
Alternativa N°4	0,33	0,33	1,00	1,00	
Suma	2,2	3,7	8,0	8,0	
K=1/suma	0,5	0,3	0,1	0,1	0,984
K normalizado	0,5	0,3	0,1	0,1	1

Tabla III.4. Comparación según “Vulnerabilidad ante inundaciones”

Vulnerabilidad ante i.	Alternativa N°1	Alternativa N°2	Alternativa N°3	Alternativa N°4	
Alternativa N°1	1,00	3,00	0,50	2,00	
Alternativa N°2	0,33	1,00	0,33	0,25	
Alternativa N°3	1,00	3,00	1,00	3,00	
Alternativa N°4	2,00	4,00	0,33	1,00	
Suma	4,33	11,00	2,17	6,25	
K=1/suma	0,23	0,09	0,46	0,16	0,943
K normalizado	0,24	0,10	0,49	0,17	1,00

Tabla III.5. Comparación según “Cercanía a centro neurálgico”

Cercanía a centro n.	Alternativa N°1	Alternativa N°2	Alternativa N°3	Alternativa N°4	
Alternativa N°1	1,00	0,67	4,00	4,00	
Alternativa N°2	1,50	1,00	3,00	3,00	
Alternativa N°3	0,25	0,33	1,00	1,00	
Alternativa N°4	0,25	0,33	1,00	1,00	
Suma	3,0	2,3	9,0	9,0	
K=1/suma	0,3	0,4	0,1	0,1	0,984
K normalizado	0,3	0,4	0,1	0,1	1,00

Tabla III.6. Comparación según “Superficie de terreno”

Superficie de terreno	Alternativa N°1	Alternativa N°2	Alternativa N°3	Alternativa N°4	
Alternativa N°1	1,00	4,00	0,50	2,00	
Alternativa N°2	0,25	1,00	0,50	3,00	
Alternativa N°3	2,00	2,00	1,00	2,00	
Alternativa N°4	0,50	2,00	0,50	1,00	
Suma	3,8	9,0	2,5	8,0	
K=1/suma	0,3	0,1	0,4	0,1	0,903
K normalizado	0,3	0,1	0,4	0,1	1,00

III.3.c. Selección de la mejor ubicación

Finalmente, se hizo una integración de todas las matrices anteriores para atribuir una valoración final a cada una de las alternativas consideradas (ver tabla 3.7), teniendo en cuenta la importancia que le atribuimos a los aspectos contemplados en esta decisión.

Para ello, se construyó una nueva matriz, en la que colocamos como columnas las cuatro últimas filas de las últimas cuatro matrices que elaboramos (ver tablas 3.3 a 3.6).

Esta nueva matriz deberá ser multiplicada (ponderada) por el auto vector de la matriz de comparación de los aspectos considerados, es decir, la última fila de la matriz de comparaciones (ver Tabla III.7):

Tabla III.7. Integración de matrices de comparaciones paritarias.

Terrenos	Acc. a vías de comunicación	Vulnerabilidad ante inundaciones	Cercanía a centro neurálgico	Superficie de terreno	Coefficientes	Resultados
Alternativa N°1	0,47	0,24	0,34	0,30	0,57	0,44
Alternativa N°2	0,28	0,10	0,44	0,12	0,24	0,28
Alternativa N°3	0,13	0,49	0,11	0,44	0,19	0,29
Alternativa N°4	0,13	0,17	0,11	0,14	0,17	0,16

Tabla III.8. Orden de puntuaciones.

Terrenos	Ranking
Alternativa N°1	1°
Alternativa N°2	3°
Alternativa N°3	2°
Alternativa N°4	4°

Se puede ver que, si asignamos un ranking de resultados, la **alternativa N°1** es la que mayor puntuación tiene respecto de las demás, por lo que se considera a ésta como la “ubicación óptima” para el emplazamiento de la estación terminal de ómnibus.

Cabe destacar, además, que en la intersección de la avenida Malvinas Argentinas y la ruta nacional n°11 existe actualmente en ejecución un proyecto que contempla la construcción de una rotonda canalizada. Esto posiciona a la alternativa n°1 como la única de todas las ubicaciones analizadas que tendrá, en un futuro próximo, facilidad de conexión y accesibilidad de vehículos y ómnibus desde la ruta nacional hacia el predio sin la necesidad de ingresar a la ciudad por avenidas, evitando así la congestión y fricción con el tránsito urbano.

III.4. Conclusión

Entonces, de la aplicación del análisis multiobjetivo/multicriterio realizado, la ubicación seleccionada para desarrollar en ella el proyecto de la nueva estación terminal de ómnibus es la denominada alternativa n° 1 intersección de la avenida Malvinas Argentinas y la ruta nacional n°11.

IV. ESTUDIOS BÁSICOS

Se realizaron investigaciones de estudios de suelos preexistentes en las inmediaciones de la zona en estudio, las cuales tuvieron como objetivo la determinación de las características del mismo, como ser el perfil edafológico, capacidad portante de los suelos, clasificación SUCS y HRB, etc.

Cabe hacer presente que toda la información obtenida que se detalla a continuación fue proporcionada por diferentes entes con el objetivo principal de llevar a cabo el desarrollo y cálculo de los elementos estructurales correspondientes al anteproyecto en estudio. Esto es así, ya que no se disponen de los medios necesarios para realizar los ensayos pertinentes por nuestros propios medios.

Se detallan seguidamente los valores y resultados obtenidos de los diferentes estudios realizados por una consultora y el laboratorio de suelos de la facultad de ingeniería.

IV.1. Objetivos

Los estudios realizados tienen como objetivo:

- Definir el perfil estratigráfico del terreno,
- Determinar las características físicas y mecánicas del suelo en cada horizonte analizado,
- Analizar la capacidad de carga del terreno,
- Determinar la cota y características de fundación en el terreno según capacidad.
- Recomendar cota y características de fundación.

IV.2. Estudio de suelo realizado por laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería

- Ubicación del terreno y de los sondeos realizados.

El siguiente informe resulta de datos obtenidos sobre un estudio de suelos en el predio en análisis, intersección de la avenida Malvinas Argentinas y Ruta n°11 en la localidad de Resistencia de la provincia del Chaco.

A continuación, se presenta en la Figura IV-1 el plano detalle de la intersección con la indicación de la ubicación de los sondeos realizados:

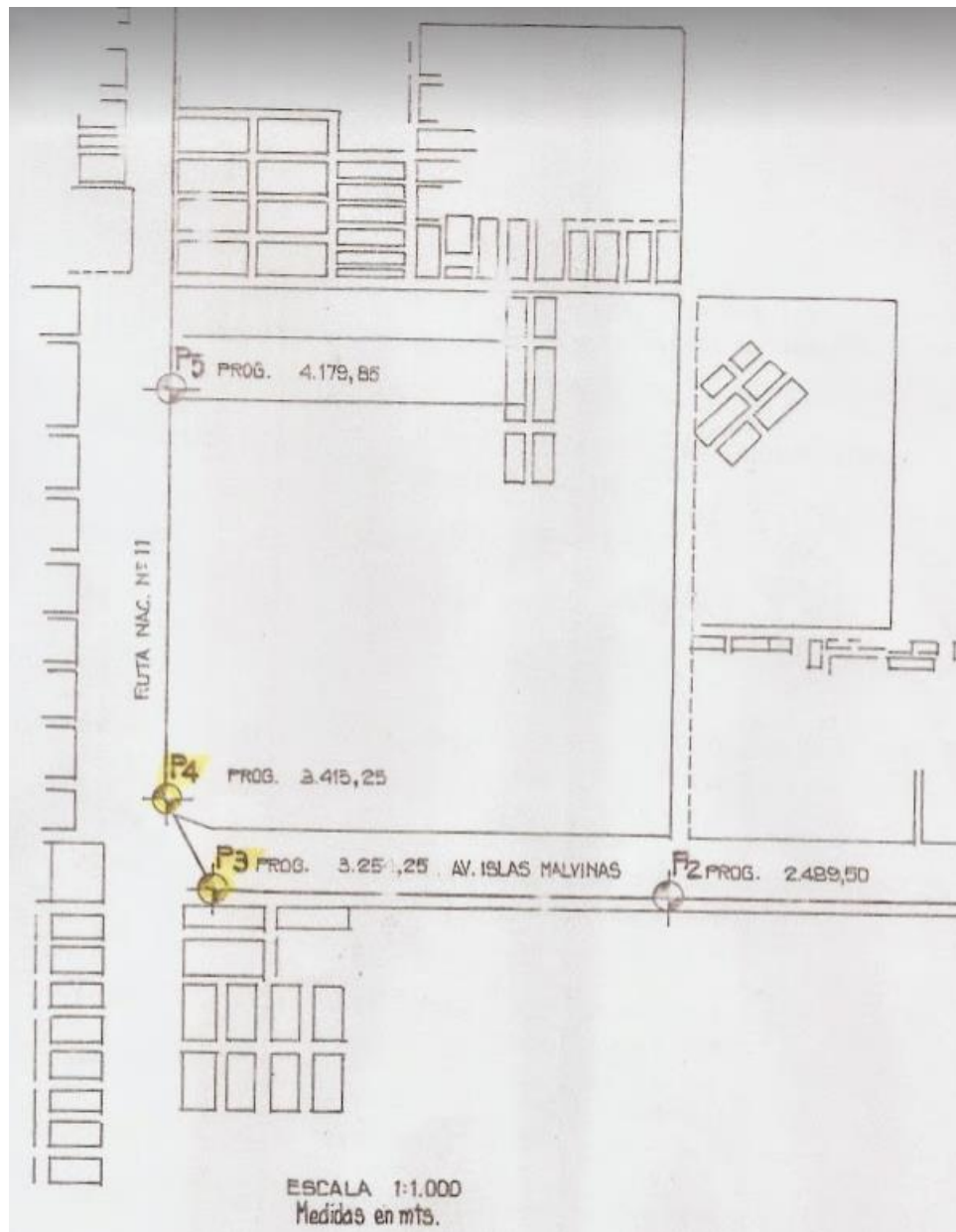


Figura IV-1. Ubicación del terreno y puntos de ensayo. Planta general. (fuente: Laboratorio de Suelo, UNNE- FI.)

- Perforaciones realizadas

IV.3. Resultados

- Ensayos triaxiales escalonados rápidos y determinaciones de pesos específicos se indican para cada muestra:

Tabla IV.1. Resultados de ensayos triaxiales (fuente: Laboratorio Suelos UNNE-FI)

Muestra		ω	γ_h	γ_d	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	ϵ	cu	ϕ
P1	M3	23,7	1958	1583	0,5	2,29	2,8	0,97	7°
					1	2,39	3,5		
					2	2,65	6,1		
	M4	24,5	2092	1680	0,5	2,24	3	0,86	9°
					1	2,51	4,5		
					2	2,77	6,1		
P2	M3	24,8	2005	1607	0,5	1,05	1,8	0,48	4° 30'
					1	1,19	2,8		
					2	1,39	4		
	M4	27,4	1959	1538	0,5	0,88	1,8	0,32	8°
					1	1,08	2,8		
					2	1,33	4,5		
P3	M3	23,1	2070	1682	0,5	//	//	//	//
P4	M3	22	2042	1673	0,5	1,04	2	0,35	10°
					1	1,24	3,3		
					2	1,71	5,8		
	M5	20,4	2083	1730	0,5	0,94	1,5	0,38	7°
					1	1,09	2,5		
					2	1,39	4		

- **Ensayo SPT. Perfil geo-mecánico.**

IV.3.a. Características generales de la obra

El proyecto propone la construcción de una estación terminal de ómnibus con cubierta metálica (tipo nave industrial) y estructura de mampostería y hormigón armado, además de las construcciones complementarias de la misma.

A continuación, se realiza la presentación de la planta general que corresponde al edificio a construir.

IV.3.b. Características del lugar

El predio destinado a la construcción del edificio, actualmente se encuentra libre de construcciones existentes. Cercano al mismo se encuentran una serie de construcciones de viviendas unifamiliares, la mayoría de una planta, no existiendo ninguna edificación que supere las 3 plantas.

El predio de la obra a construirse posee un acceso desde la Ruta Nacional nº11, a través de una calzada de tierra con proyección de ser una colectora. Asimismo, posee un acceso desde la avenida Malvinas Argentinas a través de una calzada de hormigón correspondiente a la calle colectora de la avenida en cuestión.

Considerando las cuestiones particulares del proyecto de construcción y la disponibilidad que ofrece el terreno, se ejecutaron los ensayos SPT inherentes al estudio.

IV.3.c. Características de los suelos en los perfiles analizados:

De la apreciación visual en el lugar y de las determinaciones en laboratorio, surgen las siguientes consideraciones:

- ✓ Consideraciones significativas:
 - El nivel 0,00 que hacen referencia las planillas del presente informe, corresponde al nivel del terreno natural.
 - El estrato objeto del estudio está constituido por horizontes de suelos con plasticidades y propiedades mecánicas diferentes.

Nivel freático:

P2: Se **detectó** la presencia de filtraciones a partir de: - 2.30 m

P3: Se **detectó** la presencia de filtraciones a partir de: - 3.60 m

P4: Se detectó la presencia de filtraciones a partir de: - 3.20m

IV.3.d. Determinación de tensiones admisible

Para el cálculo de la tensión admisible, se toma la columna más cargada y en base a ésta se calculan las tensiones admisibles para todas las fundaciones superficiales.

La cota de fundación se adopta a 2,20 metros de profundidad, debido a que eligiendo una cota más profunda se encontraría la napa freática, que según los datos se halla a 3,20 metros de profundidad, lo que dificultaría los trabajos para la construcción de las bases.

Para toda la fundación se adoptan bases centradas cuadradas, ya que se plantea la construcción en el centro del terreno, con sus extremos alejados de las líneas medianeras, lo que posibilita este tipo de bases.

Según datos de SPT obtenidos en tres perforaciones, se optó por adoptar el NSPT menor a cada profundidad con el fin de mantenerse dentro del margen de la seguridad. A continuación, se detalla la tabla con dichos valores:

Tabla IV.2. Valores de NSPT de las perforaciones realizadas. (fuente: Laboratorio Suelos UNNE-FI)

Estrato N°	Clasif. SUCS	PROF	SPT 2	SPT 3	SPT 4	SPT MIN (moretto)	SPT MIN (terzaghi)
1	CH	0,50	5,0	3,0	7,0	3,0	2,4
	CH	1,00	3,0	5,0	3,0	3,0	2,4
	CH	1,80	5,0	4,0	5,5	4,0	3,2
	CH	2,20	6,0	8,0	5,0	5,0	4
	CH	2,80	6,5	10,0	5,0	5,0	4
2	ML	3,80	8,0	10,0	11,0	8,0	6,4
3	SM	4,80	10,0	13,0	12,0	10,0	8

NF: -2,30 m NF: -3,60 m **NF: -3,20 m**

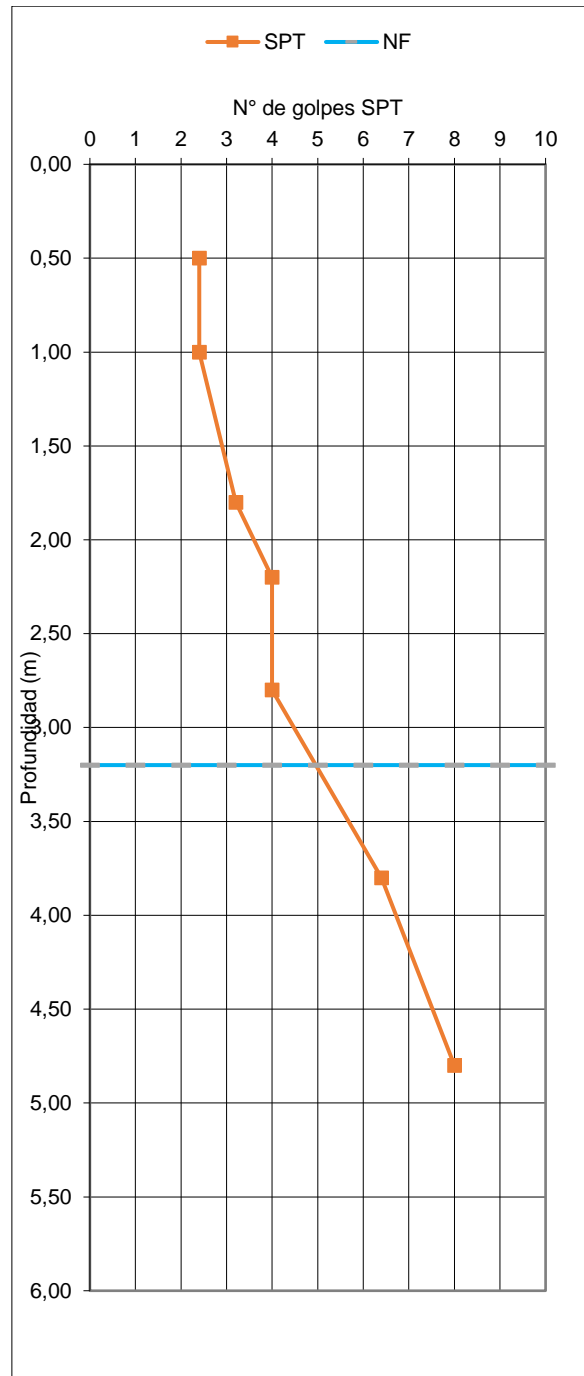


Figura IV-2. Perfil Columna geo-mecánica (fuente: Elaboración propia en base a los datos entregados por Laboratorio Suelos UNNE-FI, 2017)

La columna más cargada posee 300 KN de peso = 30 toneladas

Carga en columna: $P= 30\ t= 30.000\ kg$

Tensión admisible preliminar: $\sigma_{adm}= 1kg/cm^2$

$$\text{Sección de la zapata: } \Omega = \frac{P}{\sigma_{adm}} = \frac{30000 \text{ kg}}{1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \rightarrow \Omega = 30.000 \text{ cm}^2 = 3,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Zapata cuadrada: } L=B \rightarrow L = \sqrt{\Omega} = \sqrt{3,00 \text{ m}^2} \rightarrow L=B = 1,75 \text{ m}$$

La cota de fundación se encuentra a 2,20 m, corresponde al estrato n° 1 con un NSPT= 4

De la tabla 2.9 “Ensayos de campo” de Schnaid:

Tabla IV.3. Correlaciones entre SPT y tensión admisible de suelos cohesivos (fuente: Schnaid, 1995)

Tabela 2.9 Correlações entre N_{SPT} e a tensão admissível de solos coesivos (Milititsky & Schnaid, 1995)

Descrição (consistência)	N_{SPT}	Provável tensão admissível (kN/m ²)		
		L = 0,75m *	L = 1,5m *	L = 3,0m *
Dura	> 30	500	450	400
Muito rija	15 - 30	250 - 500	200 - 450	150 - 400
Rija	8 - 15	125 - 250	100 - 200	75 - 150
Média	4 - 8	75 - 125	50 - 100	25 - 75
Mole	2 - 4	25 - 75	<50	-
Muito mole	< 2	a estudar		

* Menor dimensão da fundação

Para un NSPT= 4

$$L= 1.50\text{m} \rightarrow \sigma_{adm}= 50\text{KN/m}^2$$

$$L= 3.00\text{m} \rightarrow \sigma_{adm}= 25\text{KN/m}^2$$

Interpolando, se tiene:

$$\sigma_{adm}= 42 \text{ KN/m}^2$$

Se adopta como tensión admisible:

$$\sigma_{adm}= 42\text{KN/m}^2 = 0,42 \text{ Kg/cm}^2$$

IV.3.e. Sistema de fundación

De acuerdo con los resultados de los ensayos anteriormente analizados, se propone el siguiente sistema de fundación:

FUNDACIÓN DIRECTA:

- ✓ **Parámetros de suelo:** Considerando la calidad de los suelos que constituyen los distintos horizontes y el tipo de obra a desarrollar, se recomienda el uso de los siguientes parámetros:

Bases aisladas cuadradas

Tensión admisible σ (kN/m²) = 42kN/m²

Profundidad de implante = 2,2m

- ✓ **Observaciones:**

La cota 0,00 corresponde al nivel de terreno natural.

IV.4. Informe topográfico

El predio en análisis, parcela 35 y parte de parcela 85, intersección de la avenida Malvinas Argentinas y Ruta n°11 en la localidad de Resistencia de la provincia del Chaco, constas de las siguientes condiciones altimétricas. A lo cual se adopta un nivel de proyecto por terraplenamiento de cota +52,00m, generándose desniveles adecuados para el desagüe del mismo.

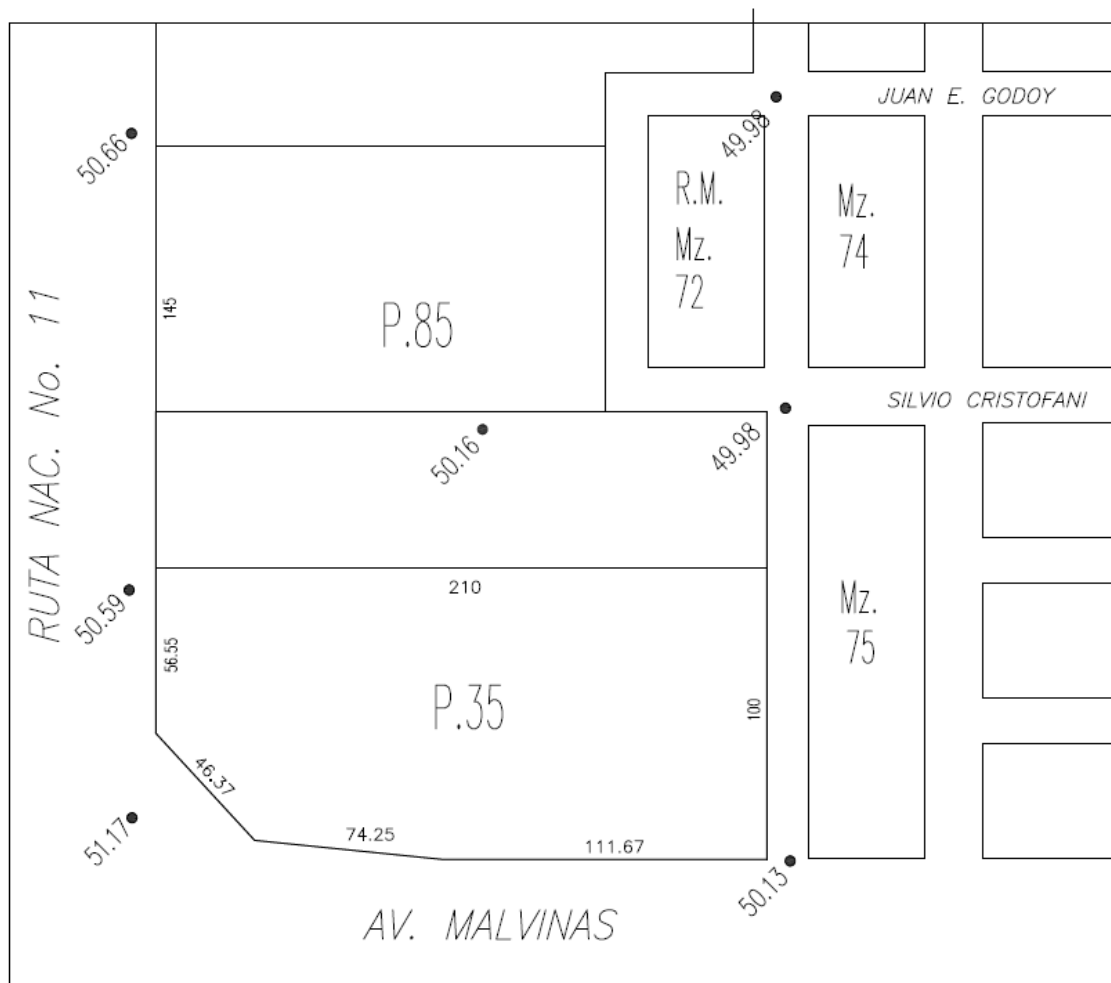


Figura IV-3. Plano catastral de la zona de estudio (fuente: Dirección Provincial de Catastro, 2017)

V. DISEÑO ARQUITECTÓNICO

Para llevar a cabo un proyecto de una estación terminal es importante tener en cuenta algunos aspectos, entre los que se puede mencionar: la cantidad de ambientes necesarios para el desarrollo de las actividades, tanto básicas como las complementarias, asegurando la libertad de circulación y el desarrollo de dichas actividades en simultáneo, sin perjuicio de lo establecido por la normativa local. Con base a estas premisas, se llevan a cabo un conjunto de pasos que aseguren un resultado correcto:

- 1) Plan de necesidades: reúne todos los espacios que permitan el buen funcionamiento de la terminal terrestre de pasajeros.
- 2) Organigrama: es un esquema de funcionamiento que plantea las relaciones entre los distintos locales-componentes.
- 3) Análisis de superficies: permite conocer las dimensiones mínimas reglamentarias y la forma conveniente de los espacios para permitir una cómoda circulación de los usuarios.
- 4) Diseño arquitectónico: indica, en plantas, cortes y vistas cómo se trasladarían las diferentes áreas al terreno.
- 5) Balance de superficies: en cumplimiento de lo establecido en el reglamento general de construcciones y el código de planeamiento urbano de la ciudad, se determinan los factores de ocupación y de impermeabilización exigidos.

V.1. Plan de necesidades

En esta etapa se realiza el estudio y el análisis de las necesidades generales e individuales de las personas que hacen uso de los servicios que brinda el edificio, así como también a las del personal que desarrolla sus actividades en ella.

Para cada necesidad detectada habría que definir un espacio en el cual se llevaría a cabo cada una de las actividades. Definidos estos, conviene agruparlos según cumplan funciones comunes.

Para el diseño de la estación se establecen diferentes áreas o zonas para el desarrollo de todas las necesidades tanto las del usuario como las del personal, que se describen a continuación:

Actividades básicas

Centro de informes: brinda información sobre los diferentes servicios que se encuentran en la terminal, sobre los diferentes destinos y horarios de los ómnibus.

Centro de informe turístico: ofrece información de paquetes turísticos y fomenta el turismo en la provincia y el nordeste argentino.

Boleterías: área destinada al despacho y venta exclusiva de boleto de viaje por parte de las empresas autorizadas.

Encomiendas: área destinada exclusivamente al recibo y despacho de encomiendas, cuenta con depósitos que se encuentran fuera del edificio.

Sala de espera: área próxima a las plataformas de ascenso, donde los usuarios esperan hasta el abordaje a los colectivos en un número de sillas disponibles en condiciones de comodidad y seguridad.

Plataforma de ascenso y descenso: proporcionan condiciones adecuadas para el abordaje de pasajeros, protegido antes las inclemencias climáticas.

Estacionamiento: área destinada al estacionamiento de vehículos de los usuarios y del personal que desarrolla alguna actividad en la estación.

Actividades complementarias

Actividades complementarias básicas:

Servicios sanitarios generales: satisface las necesidades fisiológicas y de higiene del usuario y el personal.

Servicios de comida: área con equipamiento necesario para prestar el servicio de venta de comidas y bebidas para el consumo en la propia terminal. Incluye la cocción de alimentos.

Actividades complementarias secundarias

Locales comerciales: para satisfacer la demanda comercial que genera una estación terminal se enumeran algunos locales de comercio: farmacia, quiosco, diarios y revistas, regalaría, artesanía y artículos regionales, electrónica, óptica y perfumería, entre otros.

Actividades administrativas: Son todas aquellas actividades relacionadas a la organización y gestión de la terminal de ómnibus.

Oficina administrativa y reclamos

Oficina de seguro

Oficina de comisión nacional de regulación de transporte (CNRT)

Oficina de la municipalidad de la ciudad de Resistencia

Actividades de servicio:

Servicio de seguridad y vigilancia

Servicio de primeros auxilios

Servicios de comunicaciones: sala de correo, telecabina, fotocopiadora y fax

Servicios bancarios. Cajeros automáticos

Servicio contra incendio

Paradas de taxis, remises y colectivo urbano

En cuanto al servicio al público este deberá ser las 24h, los 365 días del año. En los casos de poca concurrencia se podrán adaptar sus horarios a los arribos y partidas de los servicios de ómnibus.

V.2. Organigrama funcional

Es un esquema de funcionamiento necesario para analizar y definir el correcto funcionamiento de lo que se pretende proyectar. A partir de las áreas antes descriptas, se establecen los vínculos entre ellos y los ingresos al edificio desde el exterior (ver Figura V-1).

En cuanto a los accesos para entradas y salidas de la terminal, estarán destinadas a la utilización de los vehículos de la terminal de modo que no se produzcan interferencias ente los mismos ni altere la circulación normal de la vía pública o del ingreso o egreso de los pasajeros, serán independientes para cada tipo de vehículo.

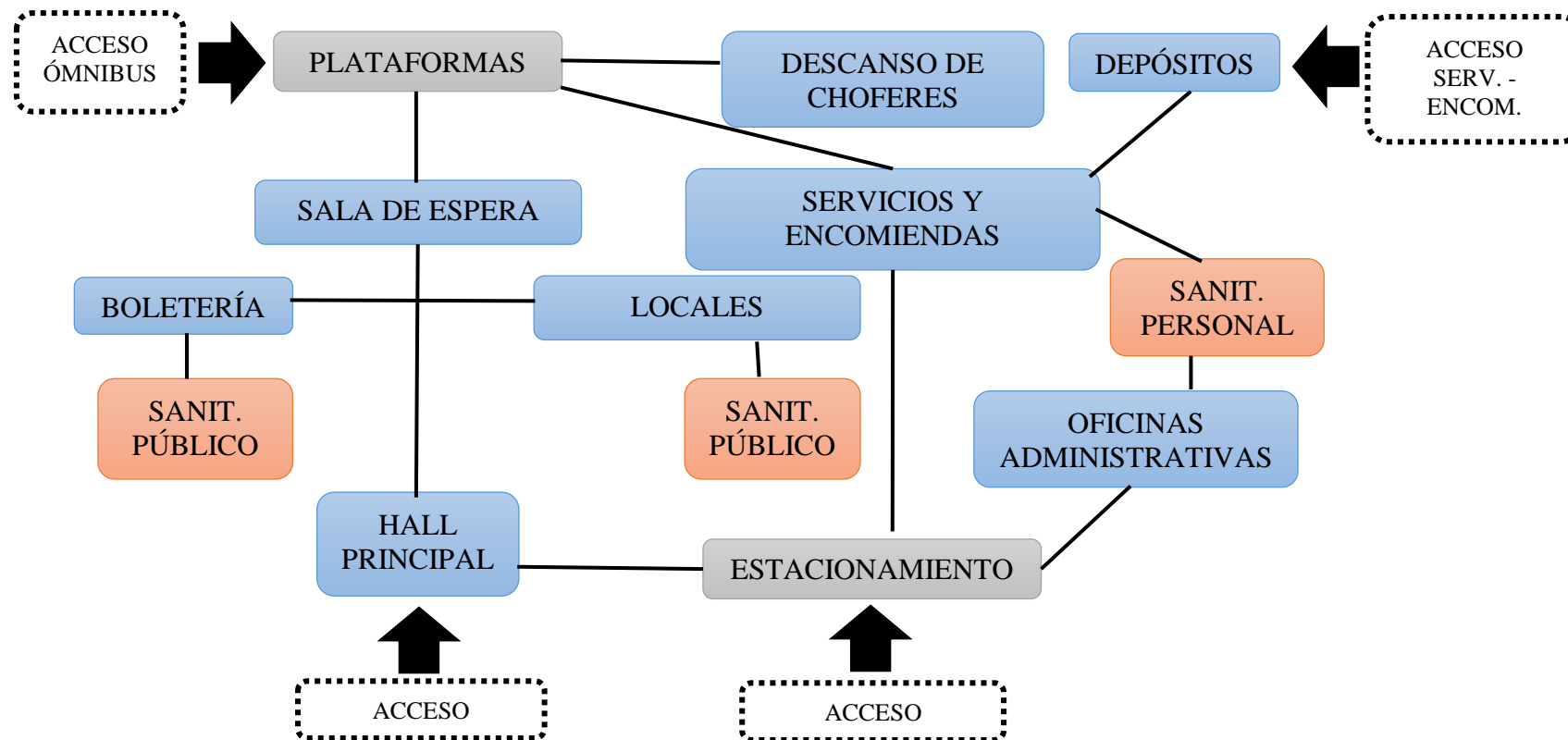


Figura V-1. Organigrama funcional. (Fuente: elaboración propia)

V.3. Análisis de superficie

En esta etapa se desarrolla un estudio de algunos de los espacios más relevantes de una estación terminal terrestre, en el que se incluye el mobiliario y las circulaciones necesarias. El fin que persigue esta etapa es la de aportar información sobre la superficie mínima necesaria en cada uno de los ambientes según lo dispuesto por las reglamentaciones correspondientes.

Boleterías

Considerado como pequeño comercio sin acceso de público a su interior (local de cuarta clase), se adoptan dimensiones necesarias para que hasta tres personas puedan hacer uso del mismo de manera cómoda. Con el espacio de trabajo necesario para cumplir los estándares antropométricos propuesto por Panero – Zelnik.

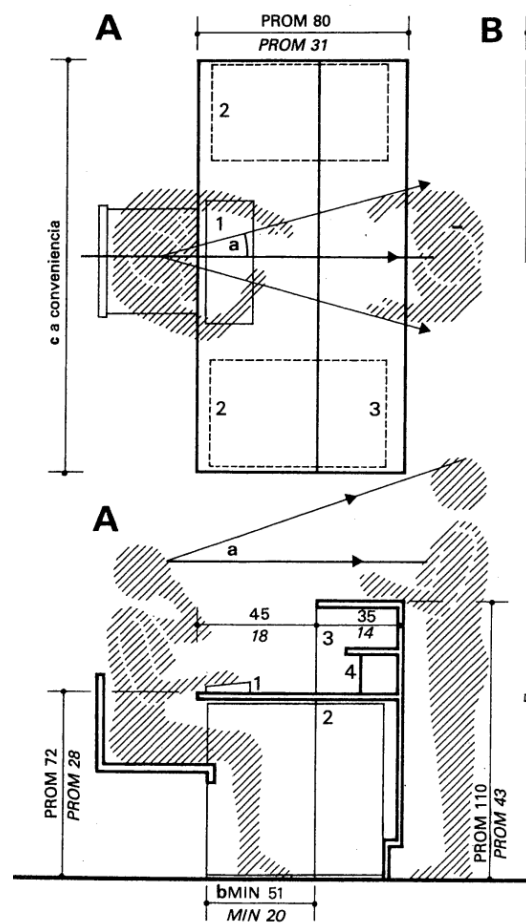


Figura V-2. Locales de atención al público (fuente: Dimensiones humanas y espacios interiores, 2017).

Sala de espera

Este espacio debe proporcionar tranquilidad y comodidad a los viajeros. La circulación entre sillas debe ser como mínimo 1,80m para que los usuarios dejen sus pertenencias, estos no obstruyan el paso para que los demás pasajeros puedan circular libremente con sus equipajes. La superficie mínima se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Superficie (sala de espera)} = (\text{N}^\circ \text{ de pasajeros en hora pico}) * \frac{1,20\text{m}^2}{\text{pasajero}}$$
$$\text{Superficie (sala de espera)} = (360 \text{ pasajeros}) * \frac{1,20\text{m}^2}{\text{pas.}} = 432 \text{ m}^2$$



Figura V-3. Sala de espera (fuente: Terminal de autobuses Atlacomulco México)

Local comercial

Dadas las dimensiones mínimas reglamentarias para este tipo de local (de tercera clase), se adoptan superficies que sean capaces de brindar libertad a los propietarios de los diferentes rubros acordes a sus necesidades. Ello resulta conveniente porque evita condicionar el mercado al que se ofrece el local.

Reglamentariamente los locales internos con acceso directo desde la nave (edificio terminal) debe tener las siguientes dimensiones mínimas:

Lado mínimo del local: 2,50m;

Superficie no menor a 10m²;

Altura libre: 3m

Otro de los locales es el quisco una estructura inaccesible al público que puede tener cercamiento lateral y techo propio. En este caso, las medidas mínimas son:

Lado menor medido exteriormente: 2m

Altura libre: 2,10m

Sanitarios

Todo edificio público debe contar los servicios mínimos de salubridad proporcional al número de personas separados por sexo. Para poder determinar los servicios para el usuario se toman el número de personas en una hora pico que resulta igual a 360 pasajeros, se considera al mismo integrado por 50% de hombres y 50% de mujeres.

La cantidad de artefactos necesarios resultan de considerar 1 inodoro por cada 20 personas:

$$N^{\circ} \text{ inodoros (hombre - mujer)} = \frac{360 \text{ pers. hp}}{20 \text{ pers./inod.}} = 18 \text{ inodoros}$$

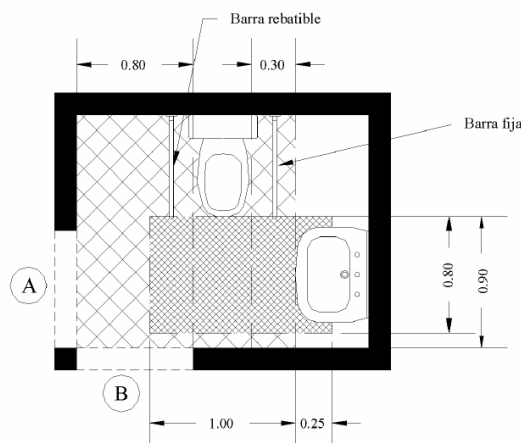
Por las dimensiones del edificio se adoptan dos baterías sanitarias compuestas por 5 inodoros para mujeres y 4 inodoros para hombres, además se requiere 1 mingitorio por cada inodoro de sanitario masculino y un lavamanos cada dos artefactos.

$$N^{\circ} \text{ lavamanos (mujeres)} = \frac{5 \text{ artefactos}}{2 \text{ artefactos./lavamanos}} = 2,5 \text{ lavamanos}$$

$$N^{\circ} \text{ lavamanos (hombres)} = \frac{8 \text{ artefactos}}{2 \text{ artefactos./lavamanos}} = 4 \text{ lavamanos}$$

Cada bloque sanitario masculino cuenta con 4 inodoros, 4 mingitorios y 4 lavamanos, por otro lado, el bloque femenino posee 5 inodoros, una mesada (cambiador de bebes) y 4 lavamanos. Cada recinto respeta las dimensiones mínimas establecidas en el reglamento general de construcciones.

Además, cada batería cuenta con un baño destinado a personas discapacitadas, cumpliendo las dimensiones mínimas recomendadas por el reglamento general de construcciones y la ley n° 24.314 accesibilidad de personas con movilidad reducida.



A y B posición alternativa de puertas.

Figura V-4. Dimensiones sanitario para discapacitado (fuente: Reglamento general de construcciones)

Para los servicios de salubridad para el personal que trabajan en la estación la cantidad de artefactos se calcularán en función del factor de ocupación de las boleterías, los locales comerciales y quioscos, que no poseen servicios propios, y para una relación del 60% de mujeres y 40% de hombres.

De acuerdo con la cantidad de personas el reglamento establece:

Tabla V.1. Dimensiones sanitario para discapacitado (fuente: Reglamento general de construcciones)

PERSONAS		RETRETES	ORINALES	LAVABOS
Cuando no excede de 5	m	1	--	1
	h	1	1	1
De 6 a 20	m	2	--	2
	h	2	2	2
Por cada 20 ó fracción menor de 20	m	1	--	0,25
	h	1	1	0,25

Se calcula que la estación contara con 150 o 200 puestos de trabajo, y cumpliendo las consideraciones antes dichas se dispondrán de tres sanitarios destinados para la personal atención de boleterías y de los locales comerciales.

También se dispondrá de los servicios sanitarios exclusivo para el personal administrativo.

V.4. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico organiza los espacios anteriormente analizados, siguiendo el planteo establecido por el plan de necesidades y el organigrama funcional. Para dicho diseño se tuvo en consideración aspectos funcionales, formales y ambientales. El proceso culmina con la confección de planos, los cuales se anexan al final del capítulo.

Pautas de diseño

- **Criterios funcionales**

El primer aspecto por considerar es lograr la funcionalidad del edificio para que cada área cumpla su rol y en conjunto un objetivo común que es que la estación funcione correctamente. Para que el edificio pueda cumplir las necesidades tanto del usuario como la del personal que habita regular y constantemente la terminal se propone los siguientes criterios funcionales:

Fácil accesibilidad de los transportes de pasajeros, taxis y vehículos particulares.

Linealidad, se busca un desarrollo longitudinal considerado como el más simple y claro para el ordenamiento de las circulaciones.

Diseño universal. Fácil uso del equipamiento para las personas con limitaciones físicas.

Proyección del terminal a 20 años de vida útil.

- **Criterio urbano – ambiental y formal**

Otro aspecto tenido en cuenta para el diseño del proyecto es utilizar criterios ambientales utilizando materiales y técnicas constructivas para un máximo aprovechamiento de sus propiedades con un mínimo gasto de energía. La adopción de la forma y de los materiales adoptados generara un mayor nivel de confort interior del edificio. Para esto se tomaron las siguientes pautas de diseño:

Áreas verdes con fines de esparcimiento y accesibilidad para la población inmediata a la estación terminal. Espacios de estar exteriores con vegetación.

Aprovechamiento de aguas lluvias para artefactos sanitarios y para los sistemas de riego en jardines.

Utilización de materiales que respondan a los principios bioclimáticos para brindar confort a los usuarios.

- Emplazamiento.
- Orientación.
- Ventilación natural.
- Iluminación natural.
- Diseño de la envolvente (forma, aberturas, etc).
- Propuestas de incorporación de energías renovables.
- Manejo sustentable del agua.
- Eficiencia energética en artefactos eléctricos y electrodomésticos.
- Domótica.
- Otros: paisaje, uso de materiales regionales, reutilización y reciclaje, manejo de residuos, etc.

V.5. Sistema constructivo

El sistema constructivo propuesto es de tipo tradicional, formado por una estructura independiente de hormigón armado, muros exteriores de mampostería de ladrillos comunes y los interiores de panelería de yeso, en cuanto a las carpinterías serán de aluminio.

La cubierta está formada por una estructura metálica de cerchas con una combinación de chapas galvanizadas y policarbonato. En la ubicación de los tanques elevados la misma está compuesta por una losa de hormigón armado.

Envolvente

En cuanto al cerramiento del edificio cuenta en la cubierta paneles de policarbonato alveolar de alta calidad para aplicaciones industriales donde se requiere aislamiento interior-exterior y a la vez el paso de la luz. Teniendo como características principales alta transmisión de luz, flexible, ultra liviano y resistente al granizo.

El cerramiento vertical del edificio como se dijo anteriormente combina mampostería de ladrillo, pieles de vidrio estructural y paredes verdes.

La piel de vidrio estructural está compuesta por elementos portantes anclados a la estructura del edificio y planos de parantes y montantes de perfiles metálicos. Este sistema permite múltiples variantes de fachadas o distintos ángulos.

Además, el doble vidrio hermético aumenta el aislamiento térmico interior-exterior, mejora el aislamiento acústico, disminuye el consumo de energía de climatización por pérdida de calor. El amplio paño vidriado en el sector de plataformas permite una vinculación directa a estas, logrando que el usuario tenga una visual directa de los ómnibus que se encuentran estacionados.

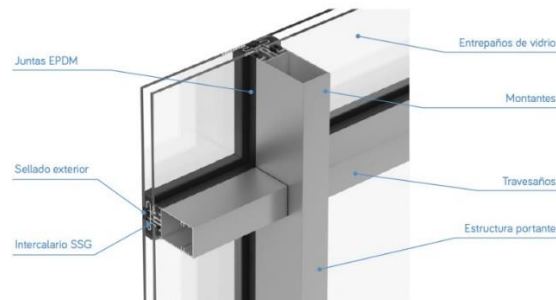


Figura V-5.Muro cortina. Sistema de vidrio estructural en fachadas (fuente: Glasstech, 2017)

Tanto la incidencia de luz natural dada por la cubierta translúcida como la piel de vidrio en diferentes sectores de la edificación permiten un ahorro de energía en la mayor parte del día.



Figura V-6. Cubierta translúcida. Sistema estructural en grandes luces (fuente: Sur metal)

Otro sistema también utilizado en la fachada del edificio es el de paredes verdes de tipo intensivo, soportada por una estructura metálica galvanizada sobre la cual se fija un sistema de panel modular que contiene las raíces y el medio de cultivo. La estructura está firmemente anclada a la pared para sostener los paneles. Un sistema de riego automático entre los paneles permite un óptimo uso del agua, también es necesario una zanja para recibir el escurrimiento de agua si es necesario. En cuanto al tipo de planta para jardines verticales exteriores se utilizan enredaderas y trepadoras resistentes a los cambios climáticos.

Algunos de los beneficios más significativos de los muros verdes son los siguientes:

Reducen la temperatura interior del edificio en verano y mantiene la temperatura en invierno, generando así un ahorro de energía en la calefacción del mismo.

Es un buen aislante natural del sonido, reduce el ruido del exterior dentro del edificio.

Mejora la calidad de vida captando dióxido y otras partículas del aire, transformándola en oxígeno limpio.

Absorben naturalmente contaminantes como el polvo y smog.

MURO VERDE INTENSIVO CANEVAFLOR

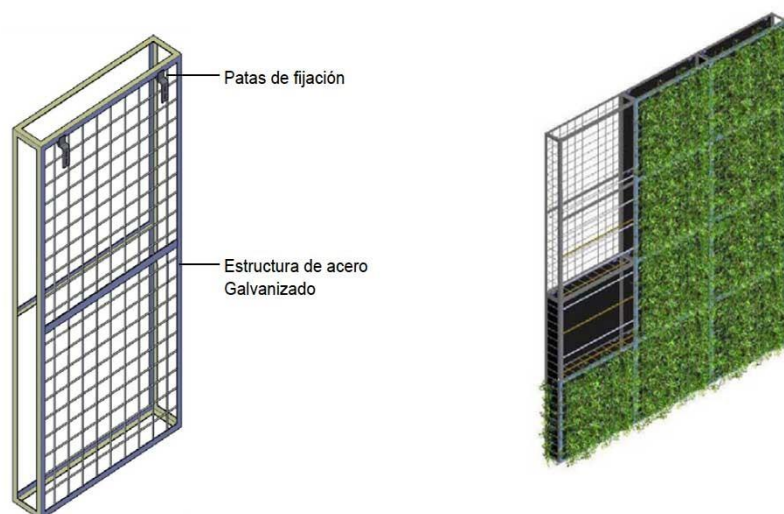


Figura V-7. Pared verde. Sistema tipo intensivo (fuente: Canevaflor)

Puertas de acceso

Se adoptaron como medios de ingreso y salida al edificio carpintería de aluminio para hojas de puertas automáticas corredizas con sistema antipánico. Que en su

funcionamiento normal (corrediza y automática), pero en caso de emergencia las hojas de abaten por simple empuje manual hacia el exterior y se repliegan a los costados laterales, logrando así un amplio paso libre de evacuación.



Figura V-8. Puertas corredizas automáticas de evacuación. Sistema antipánico (fuente: Manusa)

V.6. Balance de superficies

Una vez analizadas las superficies necesarias para cada sector del edificio, su ordenamiento con una correcta zonificación de los mismo y habiendo elegido el diseño arquitectónico más conveniente con los criterios antes expuestos se procede a realizar un balance de superficies con cumplimiento de las especificaciones del código de planeamiento urbano de la ciudad, aplicando a los mismos los factores correspondientes.

Superficie del terreno.....	31.291,10 m ²
Sup. cubierta.....	6.820,32 m ²
Sup. semi cubierta, (0,50)*2.570 m ²	1.285 m ²
Superficie total a construir	8.105,32m ²

V.7. Factores de ocupación

Para garantizar una adecuada conformación del espacio urbano exterior, los volúmenes edificables están regulados por parámetros como el Factor de Ocupación del Suelo (**FOS**) y el Factor de Ocupación Total (**FOT**).

F.O.S.: Número que multiplicado por la superficie total del terreno determina la superficie de la misma que puede ocuparse con proyección horizontal (real o virtual) de la superficie construida a cualquier nivel.

F.O.T.: Número que multiplicado por la superficie total del terreno determina la cantidad máxima de superficie cubierta construible.

El código de planeamiento urbano del Gran Resistencia asigna para el área de equipamiento comercial (**E4**), al cual pertenece nuestro proyecto, los siguientes valores:

FOS = 0,65 - FOT = 2,80

Tabla V.2. Balance de superficies (fuente: elaboración propia)

	FOS		FOT	
	m ²	%	m ²	%
Según código	20339,22	0,65	87615,08	2,8
Según propuesta	8105,32	0,26	8105,32	0,26
Diferencia	12233,90	0,39	79509,76	2,54

En la tabla se puede observar que la superficie a construir del edificio cumple con lo establecido en el código de planeamiento urbano de la ciudad de Resistencia.

V.8. Factores de Impermeabilización:

Según lo establecido en el reglamento de construcción de la ciudad de Resistencia (ordenanza

5403/01), para lograr un impacto hidrológico cero, el pico del hidrograma generado con el (factor de impermeabilización del suelo (**FIS**) y el factor de impermeabilización total (**FIT**) propuestos no podrá superar en más de un 10% el pico del hidrograma generado con el FIS y FIT antecedentes.

Es por lo mencionado que se procede a calcular dichos factores para luego realizar las verificaciones correspondientes:

El **FIS** representa el grado de impermeabilización o superficie no absorbente del suelo. Este resulta de dividir la superficie total conformada por cubiertas y pisos, en proyección horizontal, por la superficie total del terreno.

$$FIS = \frac{Sup. total pisos y cubierta}{Sup. total del terreno} = \frac{18.790,82 m^2}{31.291,10} = 0,60$$

El **FIT** representa el grado de impermeabilización o superficie no absorbente total. Este resulta de dividir la superficie total construida en la parcela más la superficie de pisos no cubiertos, por la superficie total del terreno.

Para el cálculo de la superficie total construida se considera la sumatoria de las superficies cubiertas en cada nivel.

Por lo antes dicho, al tener la nave una sola cubierta se considera a esta de un solo nivel, por lo tanto, ambos factores coinciden.

$$FIS = FIT = 0,60$$

El reglamento general de construcciones de la ciudad, en el artículo 2° del anexo III define los valores admitidos de estos valores para los cuales no se requiera una evaluación hidrológica, cuando se cumpla simultáneamente que:

$FIS \leq FOS$ admitido según distrito y **$FIT \leq 4 * FIS$**

$$FIS \leq 0,65 \text{ y } FIT \leq 4 * FIS$$

$$\therefore FIS = 0,60 \leq 0,65$$

$$\therefore FIT = 0,60 \leq 4 * 0,65 = 2,60$$

Por lo tanto, no resulta necesario realizar una evaluación hidrológica.

VI. CÁLCULO Y DIMENSIONADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

VI.1. Introducción

En este capítulo se presenta los cálculos de solicitaciones y dimensionado de secciones de los diferentes elementos que cumplen la función estructural en el edificio. También se presenta la determinación de los caudales pico para el dimensionado pluvial.

Se consideró para el dimensionado de los elementos de hormigón armado la utilización de hormigón elaborado de resistencia característica 30MPa (H-30), mientras que para las barras de construcción se adoptó el acero de dureza natural de 420MPa de tensión de fluencia (ADN – 420).

VI.2. Losas de hormigón armado

Para el cálculo estructural se consideró la simetría del diseño en planta del edificio, el cual presenta bloques de locales con dimensiones iguales, lo que permitió el dimensionado de los elementos resistentes de un solo bloque, para luego repetirlos a los demás. En la Figura VI-1 se observa el esquema estructural del bloque n° 1, que muestra un damero de losas de hormigón armado apoyadas en sus cuatro bordes (losas cruzadas).

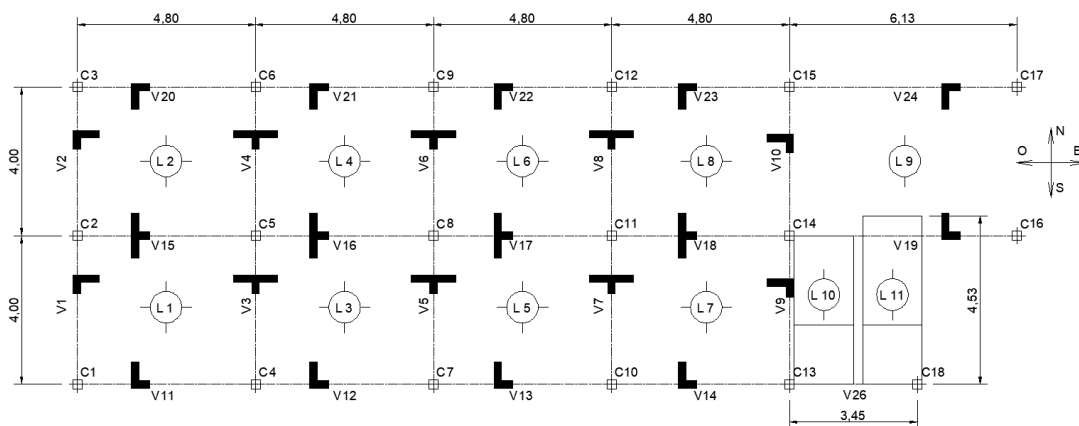


Figura VI-1. Esquema estructural del bloque n° 1.

Para el predimensionado del espesor de las losas se adoptó el criterio del CIRSOC 201/05, que considera las rigideces de las vigas de apoyo perimetrales. Para ello, se adoptó a priori las siguientes dimensiones de la sección de las vigas:

Altura de viga: $h_v = 45\text{cm}$

Ancho de nervio de la viga: $b_w = 25\text{cm}$

Módulo de elasticidad del hormigón (H-30): $E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30MPa} = 25.743MPa$

Se consideró que las losas 1 a 8 son iguales. sin embargo, a la losa 9 se la analizó a parte porque se la diseñó como simplemente apoyada. El cálculo del espesor h_f es el siguiente:

Luz libre entre vigas

$$l_n = luz_{mayor} - b_w = 480cm - 25cm = 455cm$$

Se adoptó tentativamente:

$$h_L \geq \frac{l_n}{41} \quad \text{para } \alpha_m > 2 \text{ y } \beta = 1$$

Donde α_m es un parámetro que representa el valor promedio de α para todas las vigas de borde del panel de losa, y numéricamente es la relación de rigideces de las vigas respecto de la losa. El parámetro β corresponde a la relación de luces libres mayor y menor de la losa.

$$h_L \geq \frac{455cm}{41}$$

$$h_L \geq 11,10cm \rightarrow 12cm$$

Para la losa 9:

Luz = 400cm

$$h_L \geq \frac{luz}{30} \quad h_L \geq \frac{400cm}{30}$$

$$h_L \geq 13,3cm \rightarrow 15cm$$

Se prosiguió con el cálculo de la inercia de vigas y losa para obtener la relación de rigideces.

Inercia de vigas

Se consideró conservadoramente para el cálculo una sección rectangular.

$$I_v = \frac{b_w * h_v^3}{12} = \frac{25cm * (45cm)^3}{12} = 189.844cm^4$$

Inercia de losas 1 a 8

- Sentido N – S:

$$I_{N-S} = \frac{l_{N-S} * h_f^3}{12} = \frac{400cm * (12cm)^3}{12} = 57.600cm^4$$

- Sentido E – O:

$$I_{E-O} = \frac{l_{E-O} * h_f^3}{12} = \frac{480cm * (12cm)^3}{12} = 69.120cm^4$$

Inercia de losa 9

- Sentido N – S:

$$I_{N-S} = \frac{l_{N-S} * h_f^3}{12} = \frac{400cm * (15cm)^3}{12} = 112.500cm^4$$

- Sentido E – O:

$$I_{E-O} = \frac{l_{E-O} * h_f^3}{12} = \frac{613cm * (15cm)^3}{12} = 172.406cm^4$$

Relación de rigideces

Losas 1 a 8

- Sentido N – S:

$$\alpha_i = \frac{E_{cv} * I_v}{E_{cl} * I_{N-S}} = \frac{25.743MPa * 189.844cm^4}{25.743MPa * 57.600cm^4} = 3,30$$

- Sentido E – O:

$$\alpha_i = \frac{E_{cv} * I_v}{E_{cl} * I_{N-S}} = \frac{25.743MPa * 189.844cm^4}{25.743MPa * 69.120cm^4} = 2,75$$

Promedio de los coeficientes α :

$$\alpha_m = (3,30 + 2,75)/2 = 3,025 > 2$$

$$\beta = L_{E-O}/L_{N-S} = 4,80m/4,00m = 1,2$$

$$h \geq \frac{l_n * \left(0,80 * \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} = \frac{455cm * \left(0,80 * \frac{420MPa}{1400}\right)}{36 + 9 * 1,2} = 10,69cm$$

Finalmente se adoptó un espesor de 15cm para las losas 1 a 9 con el criterio de uniformizar espesores.

I. Análisis de carga de las losas

Los materiales consignados en la Tabla VI.1 corresponden para todas las losas del edificio. Los pesos unitarios se extrajeron del CIRSCOC 101/05, al igual de las sobrecargas de uso reglamentario.

Tabla VI.1. Análisis de carga de losas.

Material	Espesor (m)	Peso unitario	Peso total
Losa H° A°	0,15	25kN/m ³	3,75kN/m ²
Contrapiso HARP	0,07	16kN/m ³	1,12kN/m ²
Carpeta de nivelación MC	0,02	21kN/m ³	0,42kN/m ²
Solado Baldosa cerámica	0,012	-----	0,28kN/m ²
Cielorraso de placas de yeso	-----	-----	0,20kN/m ²
Carga permanente “D” =			5,77kN/m²
Sobrecargas de uso reglamentarias “L”		Comercio	4,50kN/m²
		Corredores y escaleras	5,00kN/m²
		Oficinas	3,00kN/m²

Sobrecargas de uso uniformizadas para cada losa

Las losas 1, 3 y 5 tendrán una sobrecarga de **4,50kN/m²**

Las losas 2, 4 y 6 tendrán una sobrecarga ponderada (ver Figura VI-2) según el siguiente cálculo:

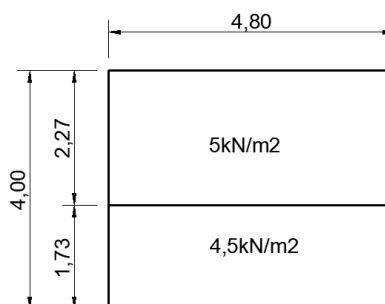


Figura VI-2. Esquema de sobrecarga para losas 2, 4 y 6.

Cálculo del área tributaria para cada sobrecarga

$$A1 = 2,27\text{m} \cdot 4,80\text{m} = 10,90\text{m}^2$$

$$A2 = 1,73\text{m} \cdot 4,80\text{m} = 8,30\text{m}^2$$

$$A_t = 4,00\text{m} \cdot 4,80\text{m} = 19,20\text{m}^2$$

Sobrecarga ponderada

$$L_{\text{pond}} = 10,90/19,20 \cdot 5\text{kN/m}^2 + 8,30/19,20 \cdot 4,50\text{kN/m}^2 = \mathbf{4,78\text{kN/m}^2}$$

La losa 7 tendrá una sobrecarga ponderada (ver **Figura VI-3**) según el siguiente cálculo:

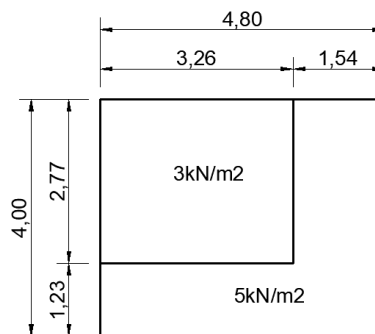


Figura VI-3. Esquema de sobrecarga para losa 7.

Cálculo del área tributaria para cada sobrecarga

$$A1 = 2,77\text{m} \cdot 3,26\text{m} = 9,03\text{m}^2$$

$$A2 = 1,23\text{m} \cdot 4,80\text{m} + 2,77\text{m} \cdot 1,54\text{m} = 10,17\text{m}^2$$

$$A_t = 4,00\text{m} \cdot 4,80\text{m} = 19,20\text{m}^2$$

$$L_{\text{pond}} = 9,03/19,20 \cdot 3\text{kN/m}^2 + 10,17/19,20 \cdot 5\text{kN/m}^2 = \mathbf{4,06\text{kN/m}^2}$$

Las losas 8 y 9 tendrán una sobrecarga de **5kN/m²**, al igual que la escalera.

Combinaciones de cargas reglamentarias

Se realizó las combinaciones de cargas para el estado límite último según lo especifica el CIRSOC 201/05. En la **Tabla VI.2** se colocaron los valores. Cada encabezado de la misma corresponde a los siguientes tipos de carga:

D: carga permanente

L: sobrecarga de uso reglamentaria

g: mayoración de la carga D. $g = 1,2 \cdot D$

p: mayoración de la carga L. $p = 1,6 \cdot L$

q1, q2, q3: estados de carga sobre losas.

Tabla VI.2. Combinaciones de cargas sobre losa.

D	L	g	p	q1 = g+p	q2 = g+p/2	q3 = p/2
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
5,77	4,78	6,92	7,65	14,57	10,75	3,82
5,77	4,06	6,92	6,50	13,42	10,17	3,25
5,77	5,00	6,92	8,00	14,92	10,92	4,00
5,77	4,50	6,92	7,20	14,12	10,52	3,60

II. Cálculo solicitaciones

El cálculo de los momentos flectores para el tramo y el apoyo se realizó según el método de Marcus. Se consideró las losas 1 a 8 apoyado en cuatro direcciones (losa cruzada) formando un damero (ver Figura).

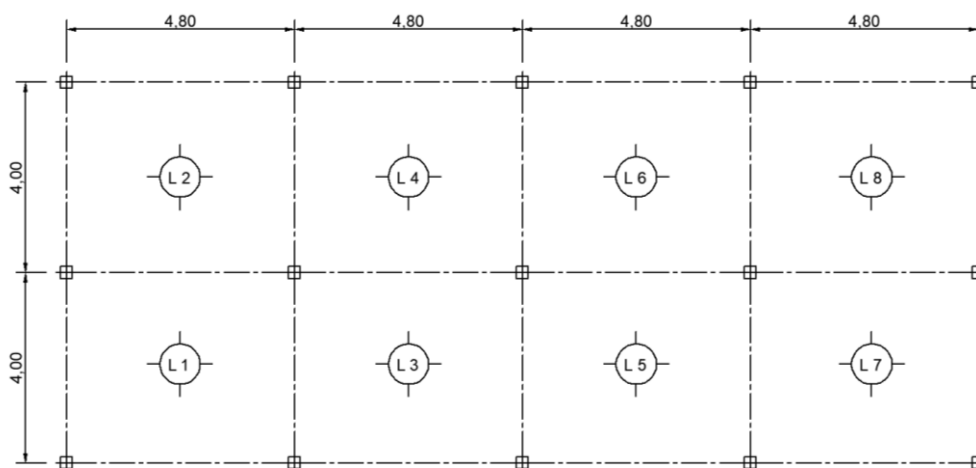
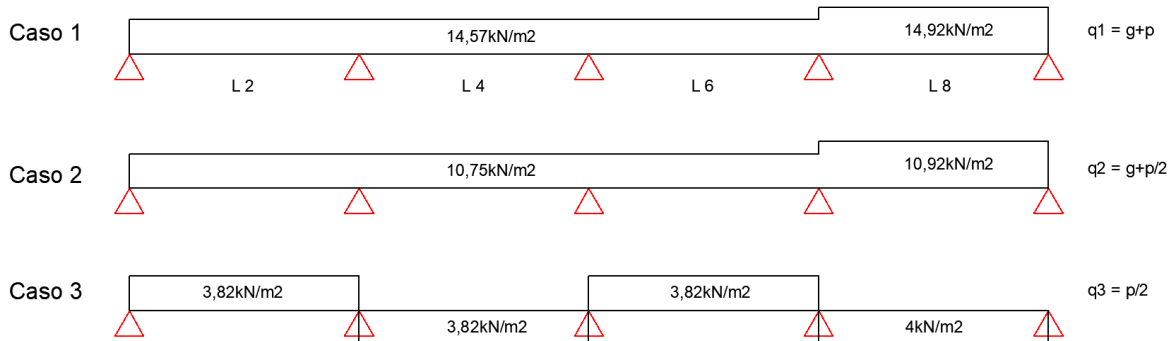


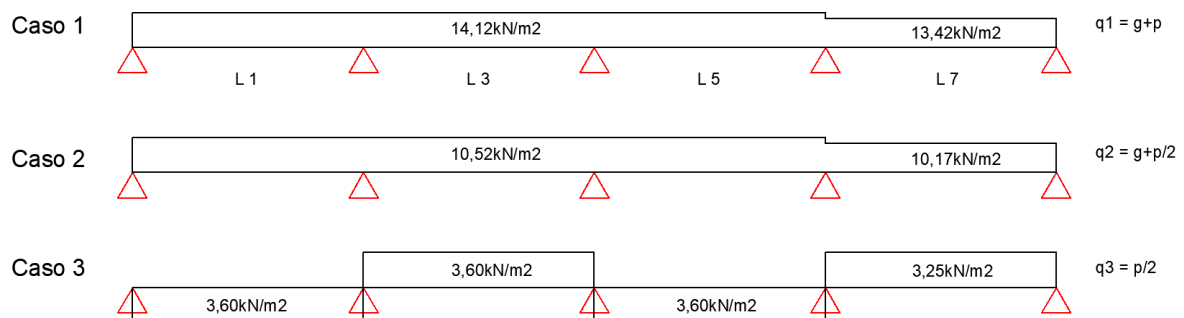
Figura VI-4. Damero de losas.

Esquema de cargas

- Losas 2, 4, 6 y 8.



- Losas 1, 3, 5 y 7.



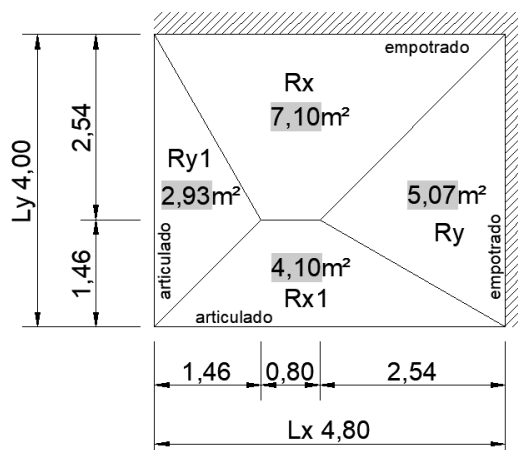
Para momentos máximos en los apoyos se utilizó el caso 1 y para los momentos máximos de tramo se requirió de los casos 2 y 3.

Cálculo de solicitaciones en tramos

Para obtener el momento máximo de tramo consistió en considerar dos condiciones de borde para la losa: primero, con la real condición de borde; y segundo, con todos los bordes simplemente apoyados. Finalmente, el valor del momento que se obtuvo con la segunda condición se sumó al valor de la primera condición, cuyo resultado es el momento máximo. Paso seguido, para el momento mínimo de tramo, se realizó la diferencia del segundo al primero. El proceso de cálculo es el siguiente:

Losa 1

- Empotramiento perfecto en dos de sus bordes



Relación de lados $\varepsilon = Ly/Lx = 4/4,8 = 0,83$

De las tablas de coeficientes para el cálculo de esfuerzos en las losas se obtuvo mediante interpolación lineal, los valores resaltados en negrita correspondientes para la relación de lados que se calculó previamente (ver Tabla VI.3 y Tabla VI.4).

Tabla VI.3. Coeficientes para dos bordes empotrados y dos articulados.

Ly/Lx	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y
0,85	-13,40	-11,34	49,26	28,17
0,83	-13,49	-11,60	48,27	29,13
0,80	-13,68	-12,12	46,3	31,06

Tabla VI.4. Coeficientes para todos los bordes articulados.

Ly/Lx	m_x	m_y
0,85	28,74	19,76
0,83	29,14	19,13
0,8	29,94	17,86

Momentos en tramo:

$$M_x = \frac{q_2 * L_y^2}{m_x} = \frac{10,52kN/m^2 * (4m)^2}{48,27} = 3,49kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_2 * L_y^2}{m_y} = \frac{10,52kN/m^2 * (4m)^2}{29,13} = 5,78kNm/m$$

- **Losa con todos sus bordes simplemente apoyados**

Momentos en tramo:

$$M_x = \frac{q_3 * L_y^2}{m_x} = \frac{3,60kN/m^2 * (4m)^2}{29,14} = 1,98kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_3 * L_x^2}{m_y} = \frac{3,60kN/m^2 * (4m)^2}{19,13} = 3,01kNm/m$$

- **Momentos máximos y mínimos en tramo**

$$M_{x\max} = 3,49kNm/m + 1,98kNm/m = 5,46kNm/m$$

$$M_{x\min} = 3,49kNm/m - 1,98kNm/m = 1,51kNm/m$$

$$M_{y\max} = 5,78kNm/m + 3,01kNm/m = 8,79kNm/m$$

$$M_{y\min} = 5,78kNm/m - 3,01kNm/m = 2,77kNm/m$$

- **Reacciones en apoyos**

Para las reacciones sobre las vigas se consideró el área influencia de la losa, que está en función de la condición de borde de la losa. La reacción RD_x y RL_x corresponden a bordes empotrados para cargas permanente (índice D) y sobrecargas de uso (índice L). las reacciones que finalizan con índice 1 corresponden a apoyos articulados. Los valores son los siguientes:

Reacciones por carga permanente

$$RD_x = \frac{5,77kN/m^2 * 7,10m^2}{4,80m} = 8,53kN/m$$

$$RD_{x1} = \frac{5,77kN/m^2 * 4,10m^2}{4,80m} = 4,93kN/m$$

$$RD_y = \frac{5,77kN/m^2 * 5,07m^2}{4,00m} = 7,31kN/m$$

$$RD_{y1} = \frac{5,77kN/m^2 * 2,93m^2}{4,00m} = 4,23kN/m$$

Reacciones por sobrecarga

$$RLx = \frac{4,50kN/m^2 * 7,10m^2}{4,80m} = 6,66kN/m$$

$$RLx1 = \frac{4,50kN/m^2 * 4,10m^2}{4,80m} = 3,84kN/m$$

$$RLy = \frac{4,50kN/m^2 * 5,07m^2}{4,00m} = 5,70kN/m$$

$$RLy1 = \frac{4,50kN/m^2 * 2,93m^2}{4,00m} = 3,30kN/m$$

- **Reacciones mayoradas**

$$Rux = 1,2 * RDx + 1,6 * RLx = 1,2 * 8,53kN/m + 1,6 * 6,66kN/m = 20,89kN/m$$

$$Ruy = 1,2 * RDy + 1,6 * RLy = 1,2 * 7,31kN/m + 1,6 * 5,70kN/m = 17,89kN/m$$

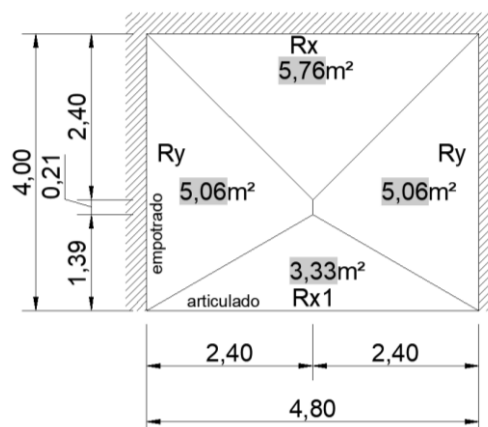
$$Rux1 = 1,2 * RDx1 + 1,6 * RLx1 = 1,2 * 4,93kN/m + 1,6 * 3,84kN/m = 12,06kN/m$$

$$Ruy1 = 1,2 * RDy1 + 1,6 * RLy1 = 1,2 * 4,23kN/m + 1,6 * 3,03kN/m = 9,92kN/m$$

Losa 3

Este análisis corresponde para la losa 5, ya que posee las mismas condiciones de borde y carga.

- **Empotramiento perfecto en tres de sus bordes**



$$\text{Relación de lados } \varepsilon = Ly/Lx = 4/4,8 = 0,83$$

De las tablas correspondientes a coeficientes para el cálculo de esfuerzos en las losas se obtiene mediante interpolación lineal:

Tabla VI.5. Coeficientes para dos bordes empotrados y dos articulados.

Ly/Lx	mxe	mye	mx	my
0,85	-14,66	-14,08	43,67	39,37
0,83	-14,49	-13,70	43,99	37,78
0,8	-14,16	-12,94	44,64	34,6

Tabla VI.6. Coeficientes para todos los bordes articulados.

Ly/Lx	mx	my
0,85	28,74	19,76
0,83	29,14	19,13
0,8	29,94	17,86

Momento en tramo:

$$M_x = \frac{q_2 * L_y^2}{m_x} = \frac{10,52kN/m^2 * (4m)^2}{43,99} = 3,83kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_2 * L_y^2}{m_y} = \frac{10,52kN/m^2 * (4m)^2}{37,78} = 4,45kNm/m$$

- **Losa con todos sus bordes simplemente apoyados**

Momentos en tramo:

$$M_x = \frac{q_3 * L_y^2}{m_x} = \frac{3,60kN/m^2 * (4m)^2}{29,14} = 1,98kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_3 * L_y^2}{m_y} = \frac{3,60kN/m^2 * (4m)^2}{19,13} = 3,01kNm/m$$

- **Momentos máximos y mínimos en tramo**

$$M_{x\text{máx}} = 3,83kNm/m + 1,98kNm/m = 5,81kNm/m$$

$$M_{x\text{mín}} = 3,83kNm/m - 1,98kNm/m = 1,92kNm/m$$

$$M_{y\text{máx}} = 4,45kNm/m + 3,01kNm/m = 7,46kNm/m$$

$$M_{ymin} = 4,45kNm/m - 3,01kNm/m = 1,44Nm/m$$

- **Reacciones mayoradas**

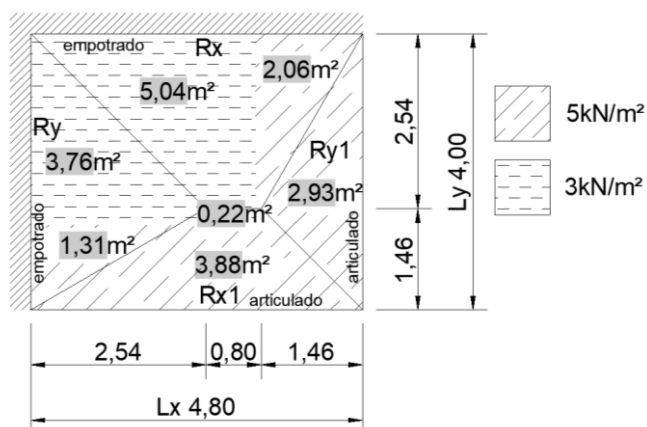
$$R_{ux} = 1,2 * R_{Dx} + 1,6 * R_{Lx} = 1,2 * 6,92kN/m + 1,6 * 5,40kN/m = 16,94kN/m$$

$$R_{uy} = 1,2 * R_{Dy} + 1,6 * R_{Ly} = 1,2 * 7,30kN/m + 1,6 * 5,69kN/m = 17,86kN/m$$

$$R_{ux1} = 1,2 * R_{Dx1} + 1,6 * R_{Lx1} = 1,2 * 4,00kN/m + 1,6 * 3,12kN/m = 9,79kN/m$$

Losa 7

- **Empotramiento perfecto en tres de sus bordes**



Relación de lados $\varepsilon = Ly/Lx = 4/4,8 = 0,83$

De las tablas correspondientes a coeficientes para el cálculo de esfuerzos en las losas se obtiene mediante interpolación lineal:

Tabla VI.7. Coeficientes para dos bordes empotrados y dos articulados.

Ly/Lx	m _x e	m _y e	m _x	m _y
0,85	-13,40	-11,34	49,26	28,17
0,83	-13,49	-11,60	48,27	29,13
0,80	-13,68	-12,12	46,3	31,06

Tabla VI.8. Coeficientes para todos los bordes articulados.

Ly/Lx	m _x	m _y

0,85	28,74	19,76
0,83	29,14	19,13
0,8	29,94	17,86

Momento en tramo

$$M_x = \frac{q_2 * L_y^2}{m_x} = \frac{10,17kN/m^2 * (4m)^2}{48,27} = 3,37kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_2 * L_y^2}{m_y} = \frac{10,27kN/m^2 * (4m)^2}{29,13} = 5,64kNm/m$$

- **Losa con todos sus bordes simplemente apoyados**

Momentos en tramo:

$$M_x = \frac{q_3 * L_y^2}{m_x} = \frac{3,25kN/m^2 * (4m)^2}{29,14} = 1,78kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_3 * L_y^2}{m_y} = \frac{3,25kN/m^2 * (4m)^2}{19,13} = 2,72kNm/m$$

- **Momentos máximos y mínimos en tramo**

$$M_{x\max} = 3,49kNm/m + 1,98kNm/m = 5,46kNm/m$$

$$M_{x\min} = 3,49kNm/m - 1,98kNm/m = 1,51kNm/m$$

$$M_{y\max} = 5,64kNm/m + 2,72kNm/m = 8,36kNm/m$$

$$M_{y\min} = 5,64kNm/m - 2,72kNm/m = 2,92kNm/m$$

- **Reacciones en apoyos**

Reacciones por carga permanente

$$RD_x = \frac{5,77kN/m^2 * 7,10m^2}{4,80m} = 8,53kN/m$$

$$RDx1 = \frac{5,77kN/m^2 * 4,10m^2}{4,80m} = 4,93kN/m$$

$$RDy = \frac{5,77kN/m^2 * 5,07m^2}{4,00m} = 7,31kN/m$$

$$RDy1 = \frac{5,77kN/m^2 * 2,93m^2}{4,00m} = 4,23kN/m$$

Reacciones por sobrecarga

$$RLx = \frac{4,06kN/m^2 * 7,10m^2}{4,80m} = 6kN/m$$

$$RLx1 = \frac{4,06kN/m^2 * 4,10m^2}{4,80m} = 3,47kN/m$$

$$RLy = \frac{4,06kN/m^2 * 5,07m^2}{4,00m} = 5,15kN/m$$

$$RLy1 = \frac{4,06kN/m^2 * 2,93m^2}{4,00m} = 2,97kN/m$$

- **Reacciones mayoradas**

$$Rux = 1,2 * RDx + 1,6 * RLx = 1,2 * 8,53kN/m + 1,6 * 6kN/m = 19,84kN/m$$

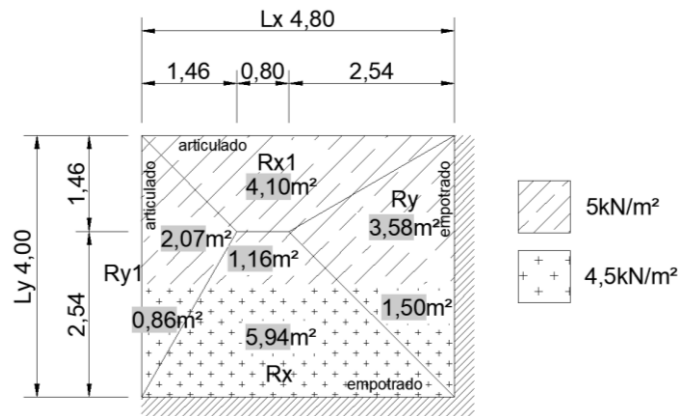
$$Ruy = 1,2 * RDy + 1,6 * RLy = 1,2 * 7,31kN/m + 1,6 * 5,15kN/m = 17,01kN/m$$

$$Rux1 = 1,2 * RDx1 + 1,6 * RLx1 = 1,2 * 4,93kN/m + 1,6 * 3,47kN/m \\ = 11,47kN/m$$

$$Ruy1 = 1,2 * RDy1 + 1,6 * RLy1 = 1,2 * 4,23kN/m + 1,6 * 2,97kN/m \\ = 9,83kN/m$$

Losa 2

- **Empotramiento perfecto en dos de sus bordes**



Relación de lados $\varepsilon = Ly/Lx = 4/4,8 = 0,83$

De las tablas correspondientes a coeficientes para el cálculo de esfuerzos en las losas se obtiene mediante interpolación lineal:

Tabla VI.9. Coeficientes para dos bordes empotrados y dos articulados.

Ly/Lx	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y
0,85	-13,40	-11,34	49,26	28,17
0,83	-13,49	-11,60	48,27	29,13
0,80	-13,68	-12,12	46,3	31,06

Tabla VI.10. Coeficientes para todos los bordes articulados.

Ly/Lx	m_x	m_y
0,85	28,74	19,76
0,83	29,14	19,13
0,8	29,94	17,86

Momento en tramo

$$M_x = \frac{q_2 * L_y^2}{m_x} = \frac{10,75kN/m^2 * (4m)^2}{48,27} = 3,56kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_2 * L_y^2}{m_y} = \frac{10,75kN/m^2 * (4m)^2}{29,13} = 5,90kNm/m$$

- **Losa con todos sus bordes simplemente apoyados**

Momentos en tramo:

$$M_x = \frac{q_3 * L_y^2}{m_x} = \frac{3,82kN/m^2 * (4m)^2}{29,14} = 2,10kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_3 * L_y^2}{m_y} = \frac{3,82kN/m^2 * (4m)^2}{19,13} = 3,19kNm/m$$

- **Momentos máximos y mínimos en tramo**

$$M_{x\text{máx}} = 3,56kNm/m + 2,10kNm/m = 5,66kNm/m$$

$$M_{x\text{mín}} = 3,56kNm/m - 2,10kNm/m = 1,46kNm/m$$

$$M_{y\text{máx}} = 5,90kNm/m + 3,19kNm/m = 9,09kNm/m$$

$$M_{y\text{mín}} = 5,90kNm/m - 3,19kNm/m = 2,71kNm/m$$

- **Reacciones en apoyos**

Reacciones por carga permanente

$$RD_x = \frac{5,77kN/m^2 * 7,10m^2}{4,80m} = 8,53kN/m$$

$$RD_{x1} = \frac{5,77kN/m^2 * 4,10m^2}{4,80m} = 4,93kN/m$$

$$RD_y = \frac{5,77kN/m^2 * 5,07m^2}{4,00m} = 7,31kN/m$$

$$RD_{y1} = \frac{5,77kN/m^2 * 2,93m^2}{4,00m} = 4,23kN/m$$

Reacciones por sobrecarga

$$RL_x = \frac{4,77kN/m^2 * 7,10m^2}{4,80m} = 7,06kN/m$$

$$RLx1 = \frac{4,77kN/m^2 * 4,10m^2}{4,80m} = 4,07kN/m$$

$$RLy = \frac{4,77kN/m^2 * 5,07m^2}{4,00m} = 6,05kN/m$$

$$RLy1 = \frac{4,77kN/m^2 * 2,93m^2}{4,00m} = 3,49kN/m$$

- **Reacciones mayoradas**

$$Rux = 1,2 * RDx + 1,6 * RLx = 1,2 * 8,53kN/m + 1,6 * 7,06kN/m = 21,53kN/m$$

$$Ruy = 1,2 * RDy + 1,6 * RLy = 1,2 * 7,31kN/m + 1,6 * 6,05kN/m = 18,45kN/m$$

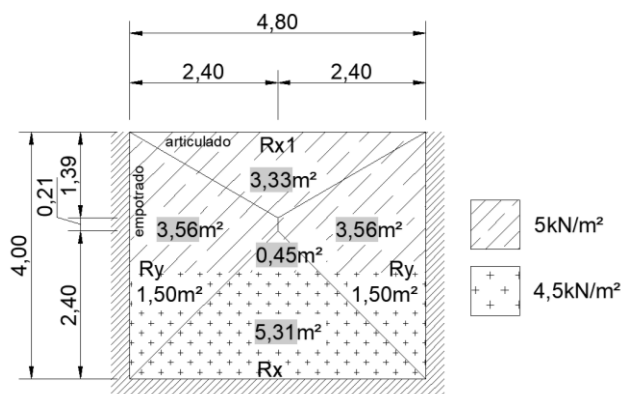
$$Rux1 = 1,2 * RDx1 + 1,6 * RLx1 = 1,2 * 4,93kN/m + 1,6 * 4,07kN/m = 12,43kN/m$$

$$Ruy1 = 1,2 * RDy1 + 1,6 * RLy1 = 1,2 * 4,23kN/m + 1,6 * 3,49kN/m = 10,66kN/m$$

Losa 4

Este análisis corresponde para la losa 6, ya que posee las mismas condiciones de borde y carga.

- **Empotramiento perfecto en dos de sus bordes**



Relación de lados $\varepsilon = Ly/Lx = 4/4,8 = 0,83$

De las tablas correspondientes a coeficientes para el cálculo de esfuerzos en las losas se obtiene mediante interpolación lineal:

Tabla VI.11. Coeficientes para dos bordes empotrados y dos articulados.

Ly/Lx	mxe	mye	mx	my
0,85	-14,66	-14,08	43,67	39,37
0,83	-14,49	-13,70	43,99	37,78
0,8	-14,16	-12,94	44,64	34,6

Tabla VI.12. Coeficientes para todos los bordes articulados.

Ly/Lx	mx	my
0,85	28,74	19,76
0,83	29,14	19,13
0,8	29,94	17,86

Momento en tramo

$$M_x = \frac{q_2 * L_y^2}{m_x} = \frac{10,75kN/m^2 * (4m)^2}{43,99} = 3,91kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_2 * L_y^2}{m_y} = \frac{10,75kN/m^2 * (4m)^2}{37,78} = 4,55kNm/m$$

- **Losa con todos sus bordes simplemente apoyados**

Momentos en tramo:

$$M_x = \frac{q_3 * L_y^2}{m_x} = \frac{3,82kN/m^2 * (4m)^2}{29,14} = 2,10kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_3 * L_y^2}{m_y} = \frac{3,82kN/m^2 * (4m)^2}{19,13} = 3,20kNm/m$$

- **Momentos máximos y mínimos en tramo**

$$M_{x\text{máx}} = 3,83kNm/m + 2,10kNm/m = 5,93kNm/m$$

$$M_{x\text{min}} = 3,83kNm/m - 2,10kNm/m = 1,73kNm/m$$

$$M_{y\max} = 4,45kNm/m + 3,20kNm/m = 7,65kNm/m$$

$$M_{y\min} = 4,45kNm/m - 3,20kNm/m = 1,25Nm/m$$

- **Reacciones en apoyos**

Reacciones por carga permanente

$$RDx = \frac{5,77kN/m^2 * 5,76m^2}{4,80m} = 6,92kN/m$$

$$RDx1 = \frac{5,77kN/m^2 * 3,33m^2}{4,80m} = 4,00kN/m$$

$$RDy = \frac{5,77kN/m^2 * 5,06m^2}{4,00m} = 7,30kN/m$$

Reacciones por sobrecarga

$$RLx = \frac{4,77kN/m^2 * 5,76m^2}{4,80m} = 5,72kN/m$$

$$RLx1 = \frac{4,77kN/m^2 * 3,33m^2}{4,80m} = 3,31kN/m$$

$$RLy = \frac{4,77kN/m^2 * 3,56m^2}{4,00m} = 4,25kN/m$$

- **Reacciones mayoradas**

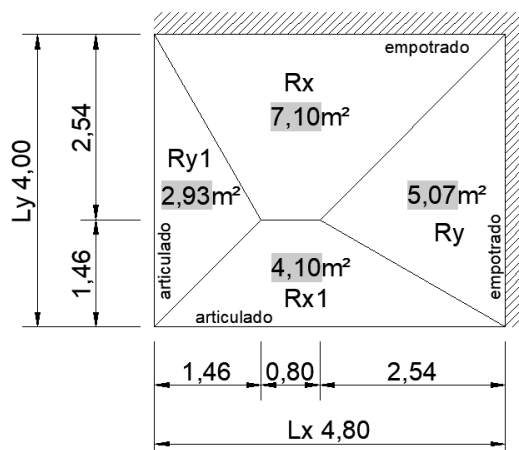
$$Rux = 1,2 * RDx + 1,6 * RLx = 1,2 * 6,92kN/m + 1,6 * 5,72kN/m = 17,46kN/m$$

$$Ruy = 1,2 * RDy + 1,6 * RLy = 1,2 * 7,30kN/m + 1,6 * 4,25kN/m = 15,56kN/m$$

$$Rux1 = 1,2 * RDx1 + 1,6 * RLx1 = 1,2 * 4,00kN/m + 1,6 * 3,31kN/m \\ = 10,10kN/m$$

Losa 8

- **Empotramiento perfecto en dos de sus bordes**



Relación de lados $\varepsilon = Ly/Lx = 4/4,8 = 0,83$

De las tablas correspondientes a coeficientes para el cálculo de esfuerzos en las losas se obtiene mediante interpolación lineal:

Tabla VI.13. Coeficientes para dos bordes empotrados y dos articulados.

Ly/Lx	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y
0,85	-13,40	-11,34	49,26	28,17
0,83	-13,49	-11,60	48,27	29,13
0,80	-13,68	-12,12	46,3	31,06

Tabla VI.14. Coeficientes para todos los bordes articulados.

Ly/Lx	m_x	m_y
0,85	28,74	19,76
0,83	29,14	19,13
0,8	29,94	17,86

Momento máximo en tramo

$$M_x = \frac{q_2 * L_y^2}{m_x} = \frac{10,92kN/m^2 * (4m)^2}{48,27} = 3,62kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_2 * L_y^2}{m_y} = \frac{10,92kN/m^2 * (4m)^2}{29,13} = 6kNm/m$$

- **Losa con todos sus bordes simplemente apoyados**

Momentos en tramo:

$$M_x = \frac{q_3 * L_y^2}{m_x} = \frac{4kN/m^2 * (4m)^2}{29,14} = 2,20kNm/m$$

$$M_y = \frac{q_3 * L_x^2}{m_y} = \frac{4kN/m^2 * (4m)^2}{19,13} = 3,35kNm/m$$

- **Momentos máximos y mínimos en tramo**

$$M_{x\text{máx}} = 3,62kNm/m + 2,20kNm/m = 5,82kNm/m$$

$$M_{x\text{mín}} = 3,62kNm/m - 2,20kNm/m = 1,42Nm/m$$

$$M_{y\text{máx}} = 6kNm/m + 3,35kNm/m = 9,35kNm/m$$

$$M_{y\text{mín}} = 6kNm/m - 3,35kNm/m = 2,65Nm/m$$

- **Reacciones en apoyos**

Reacciones por carga permanente

$$RD_x = \frac{5,77kN/m^2 * 7,10m^2}{4,80m} = 8,53kN/m$$

$$RD_{x1} = \frac{5,77kN/m^2 * 4,10m^2}{4,80m} = 4,93kN/m$$

$$RD_y = \frac{5,77kN/m^2 * 5,07m^2}{4,00m} = 7,31kN/m$$

$$RD_{y1} = \frac{5,77kN/m^2 * 2,93m^2}{4,00m} = 4,23kN/m$$

Reacciones por sobrecarga

$$RL_x = \frac{4,50kN/m^2 * 7,10m^2}{4,80m} = 6,66kN/m$$

$$RL_{x1} = \frac{4,50kN/m^2 * 4,10m^2}{4,80m} = 3,84kN/m$$

$$RL_y = \frac{4,50kN/m^2 * 5,07m^2}{4,00m} = 5,70kN/m$$

$$RLy1 = \frac{4,50kN/m^2 * 2,93m^2}{4,00m} = 3,30kN/m$$

- **Reacciones mayoradas**

$$Rux = 1,2 * RDx + 1,6 * RLx = 1,2 * 8,53kN/m + 1,6 * 6,66kN/m = 20,89kN/m$$

$$Ruy = 1,2 * RDy + 1,6 * RLy = 1,2 * 7,31kN/m + 1,6 * 5,70kN/m = 17,89kN/m$$

$$Rux1 = 1,2 * RDx1 + 1,6 * RLx1 = 1,2 * 4,93kN/m + 1,6 * 3,84kN/m = 12,06kN/m$$

$$Ruy1 = 1,2 * RDy1 + 1,6 * RLy1 = 1,2 * 4,23kN/m + 1,6 * 3,03kN/m = 9,92kN/m$$

Cálculo de solicitaciones en el apoyo

Para obtener los momentos flectores máximos en el apoyo se consideró la condición real de borde de la losa y que actúa la carga $g + p$ (ver Tabla VI.2).

Losa 1

Tabla VI.15. Coeficientes para empotramiento en losa.

Ly/Lx	mxe	mye
0,85	-13,40	-11,34
0,83	-13,49	-11,60
0,80	-13,68	-12,12

$$Mxe = \frac{q1 * Ly^2}{mxe} = \frac{14,12kN/m^2 * (4m)^2}{-13,49} = -16,75kNm/m$$

$$Mye = \frac{q1 * Ly^2}{mye} = \frac{14,12kN/m^2 * (4m)^2}{-11,60} = -19,48kNm/m$$

Losa 3 = Losa 5

Tabla VI.16. Coeficientes para empotramiento en losa.

Ly/Lx	mxe	mye
0,85	-14,66	-14,08
0,83	-14,49	-13,70
0,8	-14,16	-12,94

$$M_{xe} = \frac{q_1 * L_y^2}{m_{xe}} = \frac{14,12kN/m^2 * (4m)^2}{-14,49} = -15,59kNm/m$$

$$M_{ye} = \frac{q_1 * L_y^2}{m_{ye}} = \frac{14,12kN/m^2 * (4m)^2}{-13,70} = -16,49kNm/m$$

Losa 7

Se utilizó los coeficientes de la **Tabla VI.15**.

$$M_{xe} = \frac{q_1 * L_y^2}{m_{xe}} = \frac{13,42kN/m^2 * (4m)^2}{-13,49} = -15,92kNm/m$$

$$M_{ye} = \frac{q_1 * L_y^2}{m_{ye}} = \frac{13,42kN/m^2 * (4m)^2}{-11,60} = -18,51kNm/m$$

Losa 2

Se utilizó los coeficientes de la **Tabla VI.15**.

$$M_{xe} = \frac{q_1 * L_y^2}{m_{xe}} = \frac{14,57kN/m^2 * (4m)^2}{-13,49} = -17,28kNm/m$$

$$M_{ye} = \frac{q_1 * L_y^2}{m_{ye}} = \frac{14,57kN/m^2 * (4m)^2}{-11,60} = -20,10kNm/m$$

Losa 4 = Losa 6

Se utilizó los coeficientes de la **Tabla**.

$$M_{xe} = \frac{q_1 * L_y^2}{m_{xe}} = \frac{14,57kN/m^2 * (4m)^2}{-14,49} = -16,09kNm/m$$

$$M_{ye} = \frac{q_1 * L_y^2}{m_{ye}} = \frac{14,57kN/m^2 * (4m)^2}{-13,70} = -17,02kNm/m$$

Losa 8

Se utilizó los coeficientes de la **Tabla VI.15**.

$$M_{xe} = \frac{q_1 * L_y^2}{m_{xe}} = \frac{14,92kN/m^2 * (4m)^2}{-13,49} = -17,70kNm/m$$

$$M_{ye} = \frac{q_1 * L_y^2}{m_{ye}} = \frac{14,92kN/m^2 * (4m)^2}{-11,60} = -20,58kNm/m$$

Losa 9

Se considera simplemente apoyada sobre la mayor luz como lo indica la **Figura VI-5**.

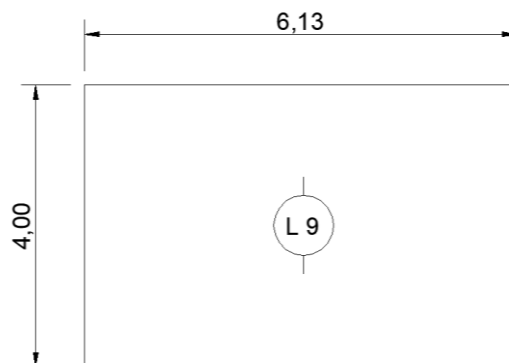


Figura VI-5. Forma en que apoya la losa 9.

- **Solicitaciones bajo cargas permanentes “D”**

Momento máximo en tramo

$$MD_x = \frac{D * L_y^2}{8} = \frac{5,77kN/m^2 * (4m)^2}{8} = 11,54kNm/m$$

Reacciones en apoyos

$$RD = \frac{5,77kN/m^2 * 4m}{2} = 11,54kN/m$$

- **Solicitaciones bajo sobrecargas de uso reglamentarias “L”**

Momento máximo en tramo

$$ML = \frac{L * L_y^2}{8} = \frac{5kN/m^2 * (4m)^2}{8} = 10kNm/m$$

Reacciones en apoyos

$$RD = \frac{5kN/m^2 * 4m}{2} = 10kN/m$$

- **Mayoración de esfuerzos**

Momento máximo en tramo

$$Mu = 1,2 * MD + 1,6 * ML = 1,2 * 11,54kNm/m + 1,6 * 10kNm/m = 29,85kNm/m$$

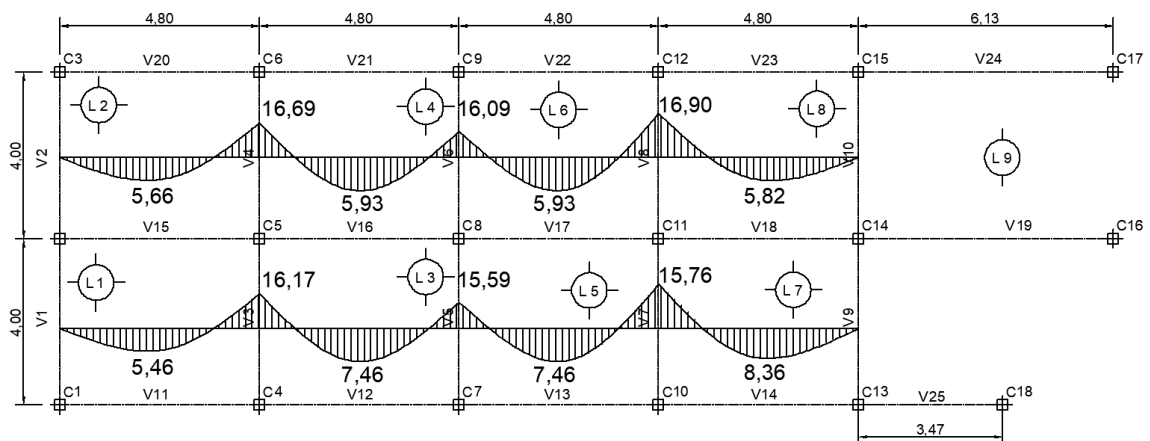
Reacciones

$$Ru = 1,2 * RD + 1,6 * RL = 1,2 * 11,54kNm/m + 1,6 * 10kNm/m = 29,85kNm/m$$

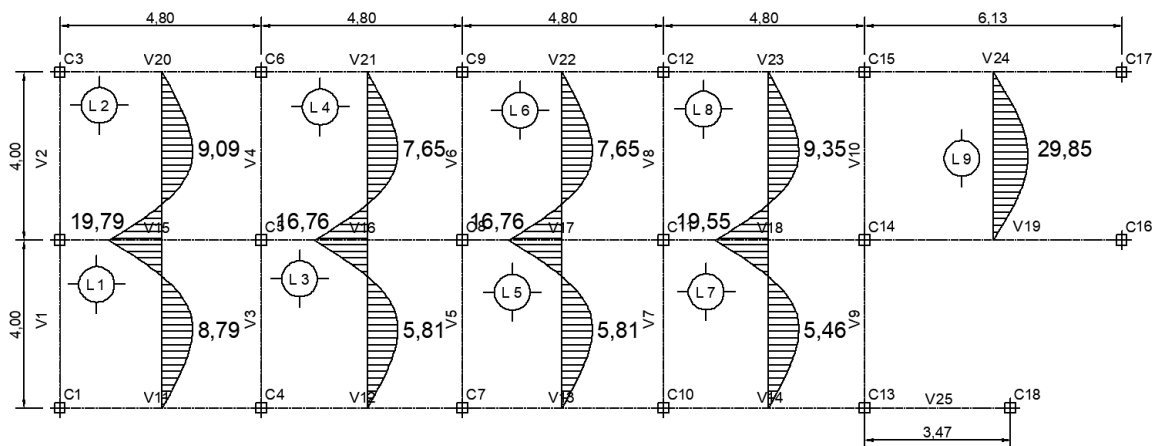
- **Resumen de solicitaciones en losas y vigas**

En la Figura VI-6 se puede observar las solicitaciones de las losas y vigas del bloque n° 1.

Momento flector último en dirección x-x



Momento flector último en dirección y-y



Reacciones últimas en vigas

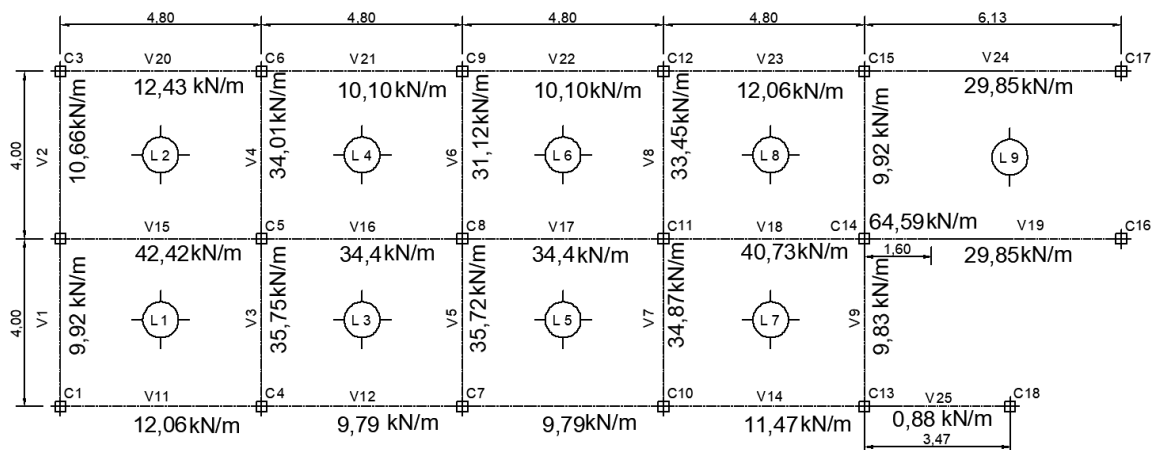


Figura VI-6. Resumen de solicitaciones en losas y vigas.

III. Análisis de la losa de escalera

La escalera se adoptó de dos tramos de ida y vuelta con un descanso, posee una huella de 29cm y una contrahuella de 16cm. El ancho de los tramos al igual que el descanso se tomó de 1,60m, el primer tramo tiene 10 escalones, mientras que el segundo 9.

Para el cálculo se consideró articulaciones fijas en los extremos del tramo y descanso.

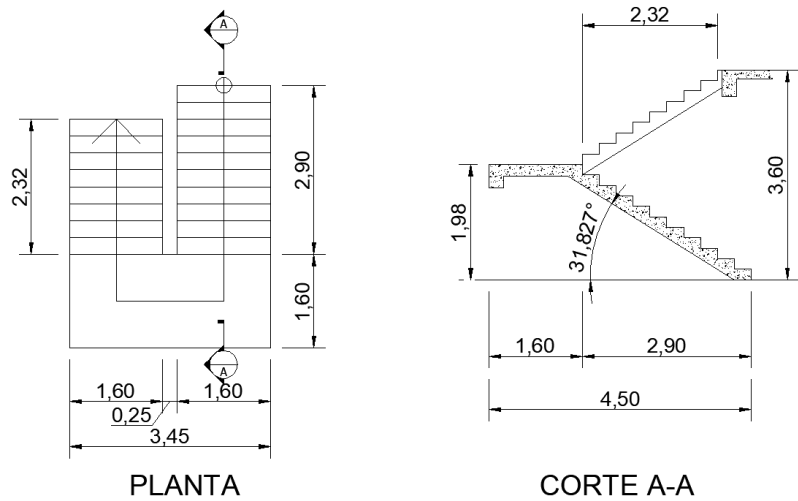


Figura VI-7. Dimensiones de la escalera del bloque n°1.

Predimensionado de la losa

$$h_{min} = L_c/m = 450\text{cm}/30 = 15\text{cm}$$

Por lo tanto, se adopta que el espesor sea de 15cm.

Análisis de carga

Material	Espesor (m)	Peso unitario	Peso total
Losa HA	0,15/cos (31,83°)	25kN/m ³	4,41kN/m ²
Peso propio escalones	0,18/2	22kN/m ³	1,98kN/m ²
Carpeta de nivelación MC	(0,29+0.18) *0,02/0,29	21kN/m ³	0,68kN/m ²
Solado Baldosa cerámica	(0,29+0.18) *0,012/0,29	28kN/m ³	0,54kN/m ²
Cielorraso de placas de yeso	0,02/cos (31,83°)	12kN/m ³	0,28kN/m ²
Carga permanente "D" =			7,89kN/m²
Sobrecargas de uso reglamentarias "L"		Corredores y escaleras	5,00kN/m²
Combinación de cargas reglamentarias: E1 = 1,2*D+1,6*L			17,47kN/m²

Cálculo de solicitaciones

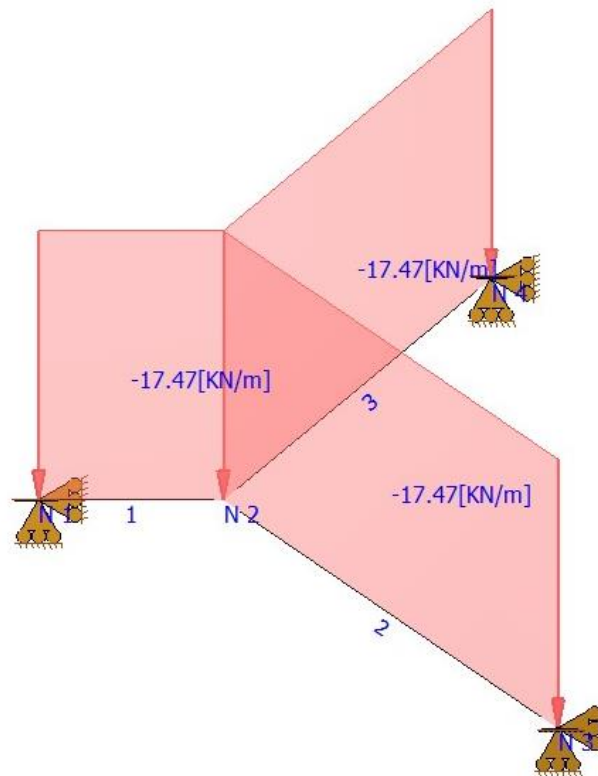


Figura VI-8. Diagrama de cargas últimas.

Reacciones en los apoyos

Nudo	Fuerzas [KN]		Momentos [KN*m]			
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Estado CM=Carga Muerta						
1	-3,07998 0,00000	0,39704	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
3	-25,76993 0,00000	29,17258	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
4	28,84991 0,00000	34,52016	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
SUM	0,00000 0,00000	64,08977	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000

Estado Q=Sobrecarga

1	-1,95182 0,00000	0,25161	0,00000	0,00000	0,00000
3	-16,33076 0,00000	18,48706	0,00000	0,00000	0,00000
4	18,28258 0,00000	21,87589	0,00000	0,00000	0,00000
SUM	0,00000 0,00000	40,61456	0,00000	0,00000	0,00000

Estado **E1=1,2CM+1,6Q**

1	-6,81889 0,00000	0,87902	0,00000	0,00000	0,00000
3	-57,05313 0,00000	64,58639	0,00000	0,00000	0,00000
4	63,87203 0,00000	76,42561	0,00000	0,00000	0,00000
SUM	0,00000 0,00000	141,89102	0,00000	0,00000	0,00000

Máximos esfuerzos en miembros

Estado : **E1=1,2CM+1,6Q**

	Axial	Corte V2	Corte V3	Torsión	M22	M33
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN*m]	[KN*m]	[KN*m]

MIEMBRO 1

Max	6,82	27,07	0,00	0,00	0,00	0,02
Min	6,82	-0,88	0,00	0,00	0,00	-20,95

MIEMBRO 2

Max	-48,95	21,17	0,00	0,00	0,00	15,53
Min	-83,54	-29,49	0,00	0,00	0,00	-14,61

MIEMBRO 3

Max	97,93	18,16	0,00	0,00	0,00	12,25
Min	64,39	-22,37	0,00	0,00	0,00	-6,35

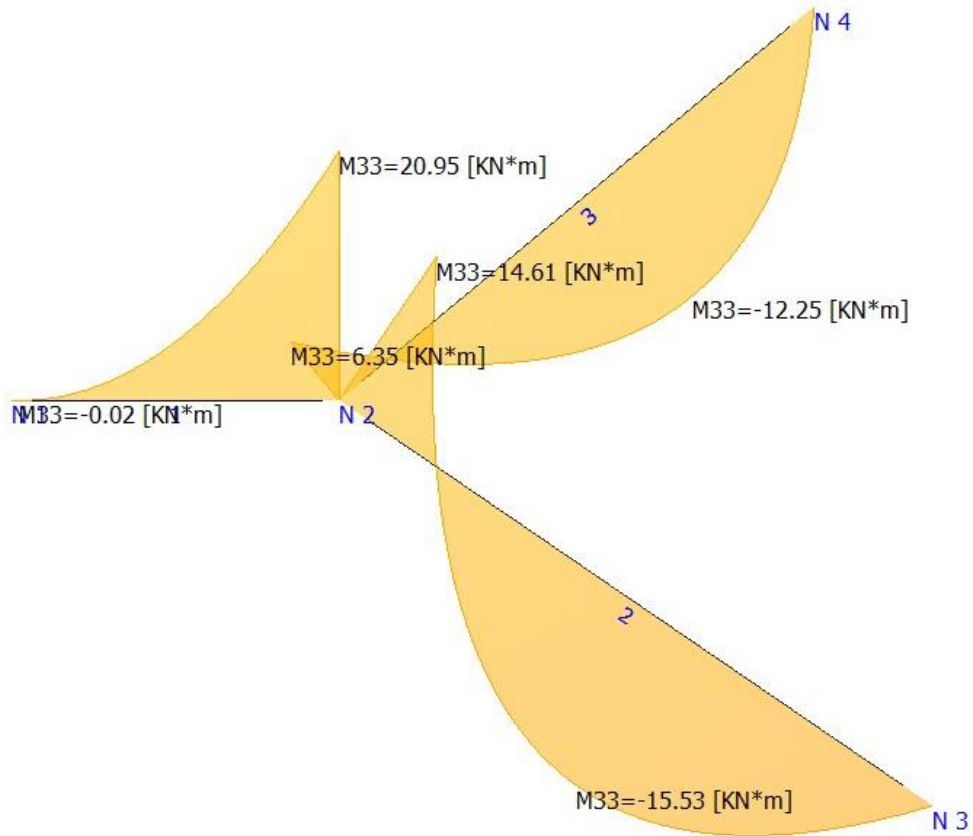


Figura VI-9. Diagrama de momento flector por combinación de cargas.

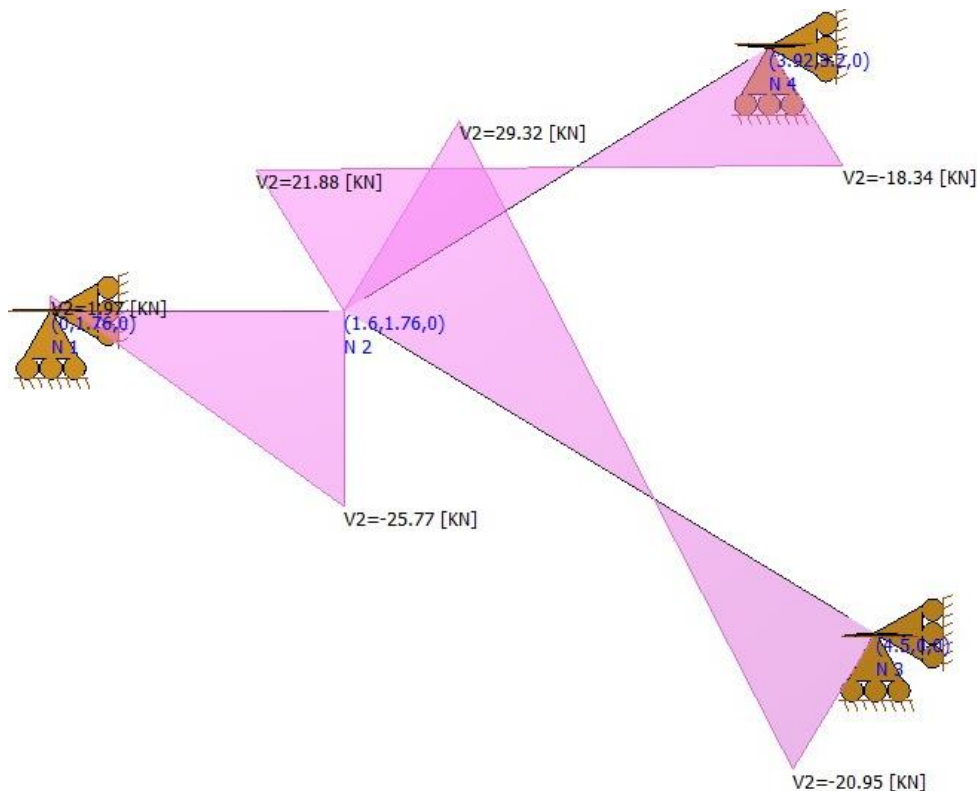


Figura VI-10. Diagrama de esfuerzo de corte por combinación de cargas.

IV. Diseño a flexión en losas

- Tramo

Se consideró el mayor momento en tramo de las direcciones x-y para determinar la armadura de tramo. El mismo criterio se aplica para cuantificar las armaduras en los apoyos.

Se considera el máximo momento en el tramo de la losa 8 en dirección y-y

$$M_u = 9,35 \text{ kNm/m}$$

$$M_n = M_u / \phi = 9,35 \text{ kNm/m} / 0,90 = 10,39 \text{ kNm/m} = 0,0104 \text{ MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,121 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,0104 \text{ MNm/m}}{1 \text{ m}}}} = 1,187 \rightarrow K_e = 24,301$$

$$A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 * \frac{0,0104 \text{ kNm/m}}{0,121 \text{ m}} = 2,09 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se adopta $\emptyset 8\text{mm}$ cada 15cm que cubren $3,35\text{cm}^2/\text{m}$.

Fisuración

f_s (tensión de servicio) = $f_y/1,50 = 280\text{MPa}$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25\text{mm} = 317,5\text{mm} \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300\text{mm} \end{cases}$$

Como la mayor separación de barras es de 15cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Armadura por contracción y temperatura

En la dirección perpendicular se coloca armadura mínima para evitar fenómenos por contracción y temperatura

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * h = 0,0018 * 100\text{cm} * 15\text{cm} = 2,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El máximo espaciamiento de la armadura de repartición y control de fisuración es 3 veces el espesor de la losa o 30cm, el que sea menor:

$$s_{\text{máx}} = 3 * 15\text{cm} = 45\text{cm}$$

$$s_{\text{máx}} = 30\text{cm}$$

Se adopta $\emptyset 8\text{mm}$ cada 15cm que cubren $3,35\text{cm}^2/\text{m}$.

- **Apoyo**

Se considera el máximo momento en el apoyo de la losa 7 y 8 en dirección y

$$M_u = 19,55\text{kNm}/\text{m}$$

$$M_n = M_u / \phi = 19,55\text{kNm}/\text{m} / 0,90 = 21,72\text{kNm}/\text{m} = 0,0217\text{MNm}/\text{m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,121\text{m}}{\sqrt{\frac{0,0217\text{MNm}/\text{m}}{1\text{m}}}} = 0,821 \rightarrow K_e = 24,583$$

$$A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,583 * \frac{0,0217\text{kNm}/\text{m}}{0,121\text{m}} = 4,41 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Del tramo llega una barra de 8mm cada 30cm que cubre 1,38cm²/m, se adiciona una barra de 8mm de diámetro cada 15cm que cubre 3,35cm²/m. Por lo tanto, se adopta Ø8mm cada 10cm que cubren 5,03cm²/m.

Fisuración

F_s (tensión de servicio) = f_y/1,50 = 280MPa

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la mayor separación de barras es de 10cm se considera cumplida la condición de fisuración.

- **Tramo de losa 9**

M_u = 29,85kNm/m

M_n = M_u/Ø = 29,85kNm/m/0,90 = 33,17,85kNm/m = 0,0332MNm/m

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{b}}} = \frac{0,121m}{\sqrt{\frac{0,0332MNm/m}{1m}}} = 0,664 \rightarrow K_e = 25,034$$

$$A_s = K_e * \frac{Mn}{d} = 25,034 * \frac{0,0332kNm/m}{0,121m} = 6,86 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta Ø10mm cada 10cm que cubren 7,90cm²/m.

Fisuración

F_s (tensión de servicio) = f_y/1,50 = 280MPa

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la mayor separación de barras es de 11cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Armadura por contracción y temperatura

En la dirección perpendicular se coloca armadura mínima para evitar fenómenos por contracción y temperatura

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * h = 0,0018 * 100cm * 15cm = 2,7 \frac{cm^2}{m}$$

El máximo espaciamiento de la armadura de repartición y control de fisuración es 3 veces el espesor de la losa o 30cm, el que sea menor:

$$S_{m\acute{a}x} = 3 * 15cm = 45cm$$

$$S_{m\acute{a}x} = 30cm$$

Se adopta $\varnothing 8mm$ cada 15cm que cubren $3,35cm^2/m$.

Longitud de anclaje de las barras

Se utilizó la siguiente expresión del CIRSOC 201/05

$$l_d = \left(\frac{9}{10} * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s * \lambda}{\frac{cb + Ktr}{d_b}} \right) * d_b$$

Para las armaduras de los apoyos se tendrá la siguiente longitud de anclaje.

$$l_d = \left(\frac{9}{10} * \frac{420MPa}{\sqrt{30MPa}} * \frac{1 * 1 * 0,8 * 1}{\frac{29mm + 0}{8mm}} \right) * 8mm = 122mm$$

Según norma la longitud de anclaje mínima es de 300mm, por lo tanto, $l_d = 30cm$.

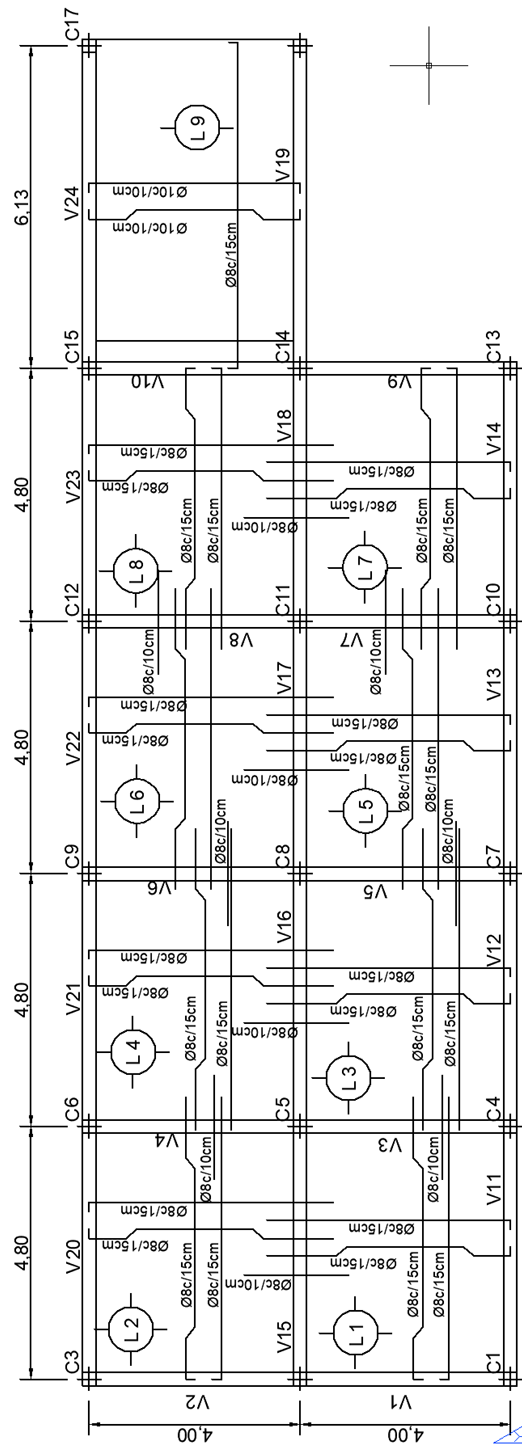


Figura VI-11. Esquema de disposición de armaduras.

- **Diseño a flexión para losa de escalera**

Se consideró el máximo momento en el tramo

$$Mu = 15,53kNm/m$$

$$Mn = Mu/\phi = 15,53kNm/m/0,90 = 17,26kNm/m = 0,0173kNm/m$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{b}}} = \frac{0,121m}{\sqrt{\frac{0,0173kNm/m}{1m}}} = 0,92 \rightarrow K_e = 24,396$$

$$A_s = K_e * \frac{Mn}{d} = 24,396 * \frac{0,0173kNm/m}{0,121m} = 3,49 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta Ø8mm cada 15cm que cubren 3,59cm²/m.

Armadura para el quiebre generado por el descanso y el tramo

$$Mu = 20,95kNm/m$$

$$Mn = Mu/\phi = 20,95kNm/m/0,90 = 23,28kNm/m = 0,0233kNm/m$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{b}}} = \frac{0,121m}{\sqrt{\frac{0,0233kNm/m}{1m}}} = 0,793 \rightarrow K_e = 24,675$$

$$A_s = K_e * \frac{Mn}{d} = 24,675 * \frac{0,0233kNm/m}{0,121m} = 4,75 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta Ø8mm cada 10cm que cubren 5,03cm²/m.

Fisuración

$$Fs \text{ (tensión de servicio)} = fy/1,50 = 280MPa$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{fs} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{fs} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{fs} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la mayor separación de barras es de 15cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Armadura por contracción y temperatura

En la dirección perpendicular se coloca armadura mínima para evitar fenómenos por contracción y temperatura

$$Asmin = \rho_{min} * b * h = 0,0018 * 100cm * 15cm = 2,7 \frac{cm^2}{m}$$

El máximo espaciamiento de la armadura de repartición y control de fisuración es 3 veces el espesor de la losa o 30cm, el que sea menor:

$$S_{\text{máx}} = 3 \cdot 15\text{cm} = 45\text{cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 30\text{cm}$$

Se adopta $\varnothing 8\text{mm}$ cada 20cm que cubren $2,79\text{cm}^2/\text{m}$.

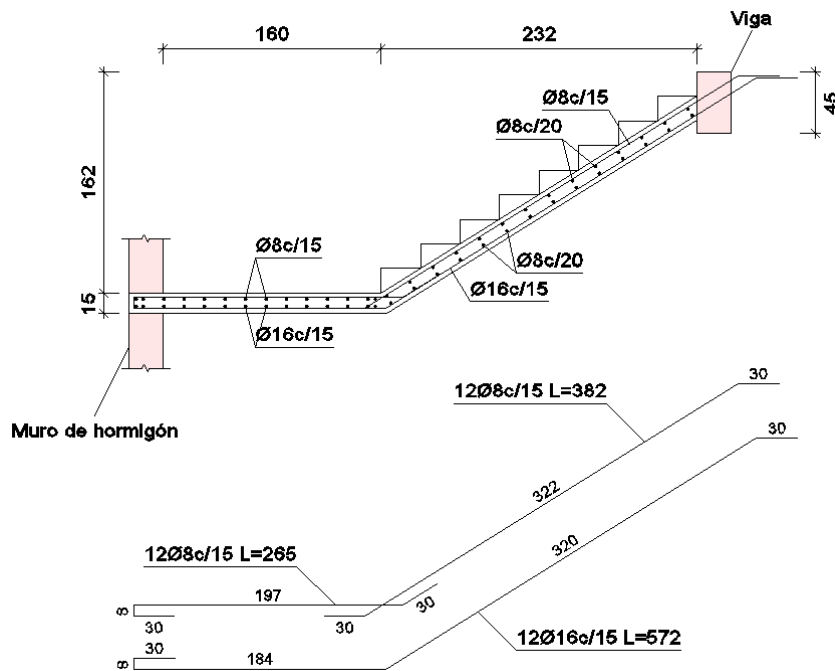


Figura VI-12. Detalle de armado de losa de escalera.

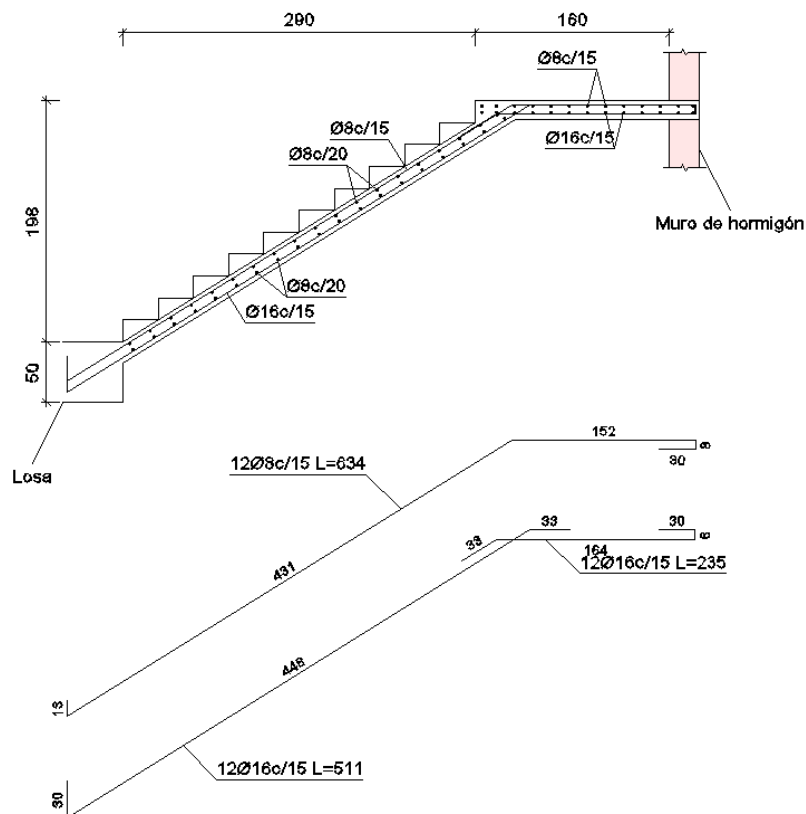


Figura VI-13. Detalle de armado de losa de escalera

VI.3. Diseño de vigas

Se realizó el cálculo de solicitaciones de todas las vigas del bloque n°1 y posteriormente se dimensionó la más solicitadas. Estos valores se aplicaron para el resto de las vigas del edificio, salvo en aquellos casos en donde se requirió de un análisis individual. En la **Tabla VI.17** se presenta la numeración de las vigas y la conectividad entre ellas; así como también, la sección y material adoptado. Con esto se modeló la estructura en un programa para el cálculo de solicitaciones (ver **Figura VI-14**).

Tabla VI.17. Configuración geométrica de las vigas.

Miembro	NJ	NK	Descripción	Sección	Material
1	1	2	VIGA 15	25x45cm	H-30
2	2	3	VIGA16	25x45cm	H-30
3	3	4	VIGA17	25x45cm	H-30
4	4	5	VIGA18	25x45cm	H-30
5	5	6	VIGA19	25x60cm	H-30
6	7	8	VIGA20	25x45cm	H-30
7	8	9	VIGA21	25x45cm	H-30
8	9	10	VIGA22	25x45cm	H-30
9	10	11	VIGA23	25x45cm	H-30
10	11	12	VIGA24	25x60cm	H-30
11	13	14	VIGA11	25x45cm	H-30
12	14	15	VIGA12	25x45cm	H-30
13	15	16	VIGA13	25x45cm	H-30
14	16	17	VIGA15	25x45cm	H-30
15	1	13	VIGA1	25x45cm	H-30
16	1	7	VIGA2	25x45cm	H-30
17	2	14	VIGA3	25x45cm	H-30
18	2	8	VIGA4	25x45cm	H-30
19	3	15	VIGA5	25x45cm	H-30
20	3	9	VIGA6	25x45cm	H-30
21	4	16	VIGA7	25x45cm	H-30
22	4	10	VIGA8	25x45cm	H-30
23	5	17	VIGA9	25x45cm	H-30
24	5	11	VIGA10	25x45cm	H-30

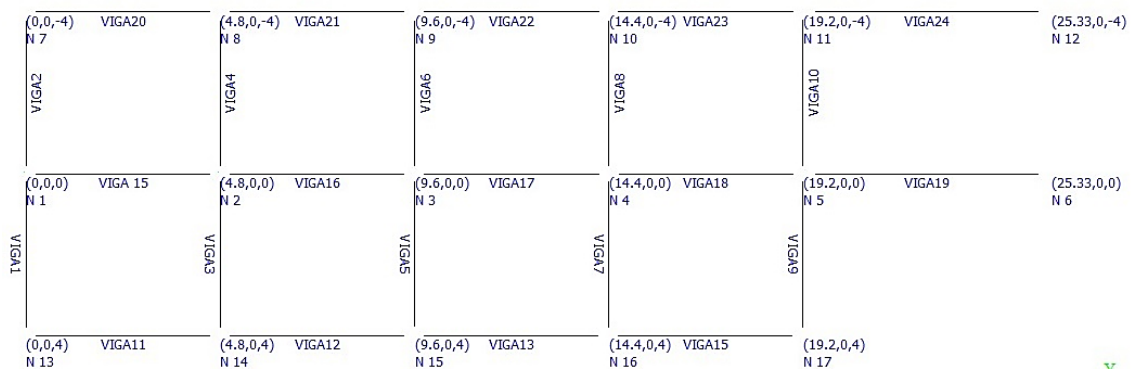


Figura VI-14. Esquema estructural de vigas.

- **Predimensionado de vigas**

Para el predimensionado de las vigas se consideró la recomendación del CIRSOC 201/05, que establece una expresión para la determinación de la altura de viga por cuestiones de deformación, que está en función de la luz de cálculo. Se agrupó las vigas teniendo en cuenta dicha luz. También se adoptó que la sección sea tipo placa para tener en cuenta el ancho colaborante en la losa.

Vigas 1, 2, 9 y 10

$$b_w = 25\text{cm}$$

$$h = \text{Luz}/10 = 400\text{cm}/10 = 40\text{cm} \rightarrow 45\text{cm}$$

Determinación del ancho colaborante “b” de la viga placa tipo L:

$$b \leq b_w + \frac{\text{Luz}}{12} = 25\text{cm} + \frac{400\text{cm}}{12} = 58,33\text{cm}$$

$$b \leq b_w + 6 * hf = 25\text{cm} + 6 * 15\text{cm} = 115\text{cm}$$

$$b \leq b_w + 0,5 * a = 25\text{cm} + 0,5 * (480 - 25)\text{cm} = 252,5\text{cm}$$

El ancho colaborante adoptado es **b = 58cm**

Vigas 11 a 14, y 20 a 23

$$b_w = 25\text{cm}$$

$$h = \text{Luz}/10 = 480\text{cm}/10 = 48\text{cm} \rightarrow 45\text{cm}$$

Determinación del ancho colaborante “b” de la viga placa tipo L:

$$b \leq bw + \frac{Luz}{12} = 25cm + \frac{480cm}{12} = 65cm$$

$$b \leq bw + 6 * hf = 25cm + 6 * 15cm = 115cm$$

$$b \leq bw + 0,5 * a = 25cm + 0,5 * (400 - 25)cm = 212,5cm$$

El ancho colaborante adoptado es **b = 65cm**

Vigas 19 y 24

$$bw = 25cm$$

$$h = Luz/10 = 613cm/10 = 63cm \rightarrow 60cm$$

Determinación del ancho colaborante “b” de la viga placa tipo L:

$$b \leq bw + \frac{Luz}{12} = 25cm + \frac{613cm}{12} = 76cm$$

$$b \leq bw + 6 * hf = 25cm + 6 * 15cm = 115cm$$

$$b \leq bw + 0,5 * a = 25cm + 0,5 * (400 - 25)cm = 212,5cm$$

El ancho colaborante adoptado es **b = 76cm**

Vigas 3 a 8

$$bw = 25cm$$

$$h = Luz/10 = 400cm/10 = 40cm \rightarrow 45cm$$

Determinación del ancho colaborante “b” de la viga placa tipo T:

$$b \leq \frac{Luz}{4} = \frac{400cm}{4} = 100cm$$

$$b \leq bw + 2 * 8 * hf = 25cm + 2 * 8 * 15cm = 265cm$$

$$b \leq bw + 0,5 * a1 + 0,5 * a2 = 25cm + 2 * 0,5 * (480 - 25)cm = 480cm$$

El ancho colaborante adoptado es **b = 100cm**

Vigas 15 a 18

$$bw = 25cm$$

$$h = Luz/10 = 480cm/10 = 48cm \rightarrow 45cm$$

Determinación del ancho colaborante “b” de la viga placa tipo T:

$$b \leq \frac{Luz}{4} = \frac{480cm}{4} = 120cm$$

$$b \leq bw + 2 * 8 * hf = 25cm + 2 * 8 * 15cm = 265cm$$

$$b \leq bw + 0,5 * a1 + 0,5 * a2 = 25cm + 2 * 0,5 * (400 - 25)cm = 400cm$$

El ancho colaborante adoptado es **b = 120cm**

Datos y descripción de Cargas

En la **Tabla VI.18** se presentan los estados de cargas externas que solicitan a las vigas de la estructura.

Tabla VI.18. Estados de carga consideraros.

Estado	Descripción	Comb.
CM	Carga Muerta	No
Qa	Sobrecarga	No
PP	Peso propio	No
E1	1,2CM+1,6Qa+1,2PP	Si

Carga distribuida sobre miembros (vigas)

En la **Figura VI-15** se observa los parámetros que requiere el programa para poder introducir las cargas distribuidas. Luego, en la **Tabla VI.19** se presentan los valores de las cargas discriminadas en carga permanente (CM), sobrecarga de uso (Qa) y peso propio (PP).

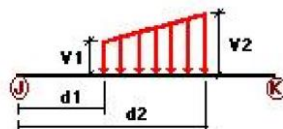


Figura VI-15. Esquema de carga distribuida.

Tabla VI.19. Carga distribuida sobre vigas.

Estado	Miembro	Dir1	Val1	Val2	Dist1	%	Dist2	%
			[KN/m]	[KN/m]	[m]		[m]	
CM	1	Y	-17,06	-17,06	0	No	100	Si
	2	Y	-13,84	-13,84	0	Si	100	Si
	3	Y	-13,84	-13,84	0	No	100	Si
	4	Y	-17,06	-17,06	0	No	100	Si
	5	Y	-11,54	-11,54	0	No	100	Si
		Y	-15,32	-15,32	0	No	26	Si
	6	Y	-4,93	-4,93	0	No	100	Si
	7	Y	-4,00	-4,00	0	No	100	Si
	8	Y	-4,00	-4,00	0	No	100	Si
	9	Y	-4,93	-4,93	0	No	100	Si
	10	Y	-11,54	-11,54	0	No	100	Si
	11	Y	-4,93	-4,93	0	No	100	Si
	12	Y	-4,00	-4,00	0	No	100	Si
	13	Y	-4,00	-4,00	0	No	100	Si
	14	Y	-4,93	-4,93	0	No	100	Si
	15	Y	-4,23	-4,23	0	No	100	Si
	16	Y	-4,23	-4,23	0	No	100	Si
	17	Y	-14,61	-14,61	0	No	100	Si
	18	Y	-14,61	-14,61	0	No	100	Si
	19	Y	-14,60	-14,60	0	No	100	Si
	20	Y	-14,60	-14,60	0	No	100	Si
	21	Y	-14,61	-14,61	0	No	100	Si
	22	Y	-14,61	-14,61	0	No	100	Si
	23	Y	-4,23	-4,23	0	No	100	Si
24	Y	-4,23	-4,23	0	No	100	Si	
Qa	1	Y	-13,72	-13,72	0	No	100	Si
	2	Y	-11,12	-11,12	0	No	100	Si
	3	Y	-11,12	-11,12	0	No	100	Si
	4	Y	-12,66	-12,66	0	No	100	Si
	5	Y	-10,00	-10,00	0	No	100	Si
		Y	-14,39	-14,39	0	No	26	Si
	6	Y	-13,72	-13,72	0	No	100	Si
	7	Y	-11,12	-11,12	0	No	100	Si
	8	Y	-11,12	-11,12	0	No	100	Si
	9	Y	-12,66	-12,66	0	No	100	Si
	10	Y	-10,00	-10,00	0	No	100	Si
	11	Y	-13,72	-13,72	0	No	100	Si
	12	Y	-11,12	-11,12	0	No	100	Si
13	Y	-11,12	-11,12	0	No	100	Si	

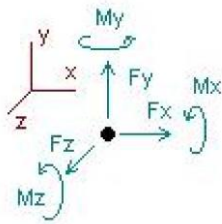
	14	Y	-12,66	-12,66	0	No	100	Si
	15	Y	-3,30	-3,30	0	No	100	Si
	16	Y	-3,49	-3,49	0	No	100	Si
	17	Y	-11,39	-11,39	0	No	100	Si
	18	Y	-10,30	-10,30	0	No	100	Si
	19	Y	-11,38	-11,38	0	No	100	Si
	20	Y	-8,50	-8,50	0	No	100	Si
	21	Y	-10,84	-10,84	0	No	100	Si
	22	Y	-9,95	-9,95	0	No	100	Si
	23	Y	-2,97	-2,97	0	No	100	Si
	24	Y	-3,30	-3,30	0	No	100	Si
PP	1	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	2	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	3	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	4	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	5	Y	-3,75	-3,75	0	No	100	Si
		Y	-11,97	-11,97	0	No	26	Si
	6	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	7	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	8	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	9	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	10	Y	-3,75	-3,75	0	No	100	Si
	11	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	12	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	13	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	14	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	15	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	16	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	17	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	18	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	19	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	20	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	21	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	22	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	23	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si
	24	Y	-2,81	-2,81	0	No	100	Si

Solicitaciones

En la

Tabla VI.20 de valores arrojada por el programa de cálculo, se resaltó en negrita los elementos que presentan mayor carga, para el posterior dimensionado.

Reacciones en nudos



Direcciones de fuerzas y momentos positivos

Tabla VI.20. Reacciones en nudos de vigas.

Nudo	Fuerzas [KN]			Momentos [KN*m]		
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Estado CM=Carga Muerta						
1	0	54,0403	0	0	0	0
2	0	158,156	0	0	0	0
3	0	135,538	0	0	0	0
4	0	143,511	0	0	0	0
5	0	130,587	0	0	0	0
6	0	30,8541	0	0	0	0
7	0	15,9345	0	0	0	0
8	0	46,3494	0	0	0	0
9	0	41,1949	0	0	0	0
10	0	38,092	0	0	0	0
11	0	62,5475	0	0	0	0
12	0	31,0256	0	0	0	0
13	0	15,8428	0	0	0	0
14	0	46,9092	0	0	0	0
15	0	38,9026	0	0	0	0

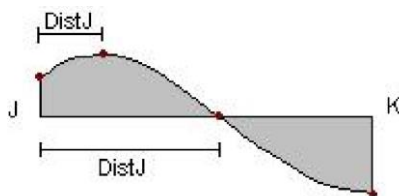
16	0	46,9146	0	0	0	0
17	0	15,8344	0	0	0	0
SUM	0	1052,23	0	0	0	0
Estado Qa=Sobrecarga						
1	0	43,4575	0	0	0	0
2	0	122,519	0	0	0	0
3	0	100,507	0	0	0	0
4	0	105,182	0	0	0	0
5	0	106,76	0	0	0	0
6	0	27,3668	0	0	0	0
7	0	31,7972	0	0	0	0
8	0	83,7359	0	0	0	0
9	0	62,5413	0	0	0	0
10	0	69,8071	0	0	0	0
11	0	73,9505	0	0	0	0
12	0	25,2534	0	0	0	0
13	0	31,3044	0	0	0	0
14	0	86,6129	0	0	0	0
15	0	65,4453	0	0	0	0
16	0	82,5646	0	0	0	0
17	0	28,5382	0	0	0	0
SUM	0	1147,34	0	0	0	0
Estado PP=Peso propio						
1	0	19,3792	0	0	0	0
2	0	29,1116	0	0	0	0
3	0	27,815	0	0	0	0
4	0	24,6507	0	0	0	0
5	0	53,5471	0	0	0	0
6	0	11,6265	0	0	0	0
7	0	9,57082	0	0	0	0
8	0	19,4077	0	0	0	0
9	0	17,6487	0	0	0	0
10	0	16,3074	0	0	0	0
11	0	25,2808	0	0	0	0
12	0	9,86784	0	0	0	0
13	0	9,53638	0	0	0	0
14	0	19,6178	0	0	0	0
15	0	16,7881	0	0	0	0
16	0	19,6195	0	0	0	0

17	0	9,53384	0	0	0	0
SUM	0	339,309	0	0	0	0
Estado E1=1,2CM+1,6Qa+1,2PP						
1	0	157,635	0	0	0	0
2	0	420,751	0	0	0	0
3	0	356,835	0	0	0	0
4	0	370,085	0	0	0	0
5	0	391,777	0	0	0	0
6	0	94,7635	0	0	0	0
7	0	81,4819	0	0	0	0
8	0	212,886	0	0	0	0
9	0	170,678	0	0	0	0
10	0	176,971	0	0	0	0
11	0	223,715	0	0	0	0
12	0	89,4776	0	0	0	0
13	0	80,542	0	0	0	0
14	0	218,413	0	0	0	0
15	0	171,541	0	0	0	0
16	0	211,944	0	0	0	0
17	0	76,103	0	0	0	0
SUM	0	3505,6	0	0	0	0

En la **Tabla VI.21** y **Tabla VI.22** se presentan los valores de solicitaciones correspondientes al momento flector y esfuerzo de corte obtenidos con las cargas combinadas E1. Lo que está resaltado en negrita son las solicitaciones que se utilizó para el dimensionado a flexión y corte.

Acciones discriminadas y puntos de inflexión en miembros

Nota: Los puntos de inflexión son aproximados y su precisión aumenta con el número de estaciones,



Puntos considerados

Tabla VI.21. Solicitaciones en diferentes puntos de las vigas.

ESTADO : E1=1,2CM+1,6Qa+1,2PP							
		Plano 1-2			Plano 1-3		
	Dist a J	Axial	Corte V2	M33	Corte V3	M22	Torsión
Estación	[m]	[KN]	[KN]	[KN*m]	[KN]	[KN*m]	[KN*m]
MIEMBRO 1							
0%	0	0	-88,371	0	0	0	0,009
40%	1,92	0	-0,443	85,261	0	0	0,009
80%	3,859	0	88,348	0,044	0	0	0,009
100%	4,8	0	131,45	-103,389	0	0	0,009
MIEMBRO 2							
0%	0	0	-98,395	-103,27	0	0	0,012
30%	1,458	0	-43,331	0,034	0	0	0,012
55%	2,64	0	1,323	24,866	0	0	0,012
78%	3,752	0	43,315	0,053	0	0	0,012
100%	4,8	0	82,91	-66,106	0	0	0,012
MIEMBRO 3							
0%	0	0	-90,304	-66,17	0	0	-0,014
19%	0,905	0	-56,134	0,068	0	0	-0,014
50%	2,4	0	0,348	41,777	0	0	-0,014
81%	3,877	0	56,14	0,058	0	0	-0,014
100%	4,8	0	91,001	-67,843	0	0	-0,014
MIEMBRO 4							
0%	0	0	-91,771	-67,699	0	0	-0,008
20%	0,958	0	-49,502	0,004	0	0	-0,008
43%	2,04	0	-1,807	27,75	0	0	-0,008
67%	3,202	0	49,445	0,069	0	0	-0,008
100%	4,8	0	119,909	-135,231	0	0	-0,008
MIEMBRO 5							
0%	0	0	-204,679	-135,282	0	0	0
13%	0,804	0	-132,192	0,198	0	0	0
55%	3,371	0	0,015	130,723	0	0	0
100%	6,13	0	94,763	0	0	0	0
MIEMBRO 6							
0%	0	0	-60,291	0	0	0	0
40%	1,92	0	-0,31	58,177	0	0	0
80%	3,859	0	60,275	0,03	0	0	0
100%	4,8	0	89,661	-70,487	0	0	0

MIEMBRO 7							
0%	0	0	-67,398	-70,542	0	0	0
30%	1,454	0	-29,638	0,02	0	0	0
55%	2,64	0	1,147	16,91	0	0	0
78%	3,737	0	29,635	0,023	0	0	0
100%	4,8	0	57,229	-46,135	0	0	0
MIEMBRO 8							
0%	0	0	-62,68	-46,121	0	0	0
19%	0,907	0	-39,134	0,046	0	0	0
50%	2,4	0	-0,367	29,535	0	0	0
82%	3,921	0	39,137	0,041	0	0	0
100%	4,8	0	61,947	-44,361	0	0	0
MIEMBRO 9							
0%	0	0	-59,961	-44,364	0	0	0
20%	0,974	0	-31,187	0,022	0	0	0
43%	2,04	0	0,309	16,481	0	0	0
64%	3,084	0	31,166	0,044	0	0	0
100%	4,8	0	81,85	-96,899	0	0	0
MIEMBRO 10							
0%	0	0	-121,076	-96,848	0	0	0
15%	0,92	0	-89,477	0,001	0	0	0
58%	3,525	0	-0,008	116,546	0	0	0
100%	6,13	0	89,478	0	0	0	0
MIEMBRO 11							
0%	0	0	-59,957	0	0	0	0
40%	1,92	0	0,024	57,536	0	0	0
80%	3,838	0	59,956	0,003	0	0	0
100%	4,8	0	89,995	-72,091	0	0	0
MIEMBRO 12							
0%	0	0	-69,103	-72,155	0	0	0
30%	1,427	0	-32,053	0,018	0	0	0
55%	2,64	0	-0,558	19,797	0	0	0
81%	3,895	0	32,03	0,046	0	0	0
100%	4,8	0	55,524	-39,568	0	0	0
MIEMBRO 13							
0%	0	0	-56,038	-39,518	0	0	0
19%	0,889	0	-32,952	0,045	0	0	0
45%	2,16	0	0,044	20,956	0	0	0
71%	3,427	0	32,952	0,046	0	0	0
100%	4,8	0	68,589	-69,639	0	0	0
MIEMBRO 14							

0%	0	0	-85,443	-69,78	0	0	0
21%	0,985	0	-56,35	0,035	0	0	0
60%	2,88	0	-0,356	53,771	0	0	0
100%	4,8	0	56,368	0	0	0	0
MIEMBRO 15							
0%	0	0	-34,327	-27,484	0	0	0
25%	1,001	0	-20,584	0,001	0	0	0
63%	2,5	0	-0,007	15,433	0	0	0
100%	4	0	20,585	0	0	0	0
MIEMBRO 16							
0%	0	0	-34,937	-27,493	0	0	0
25%	0,98	0	-21,183	0,011	0	0	0
63%	2,5	0	0,143	16	0	0	0
100%	4	0	21,191	0	0	0	0
MIEMBRO 17							
0%	0	0	-97,197	-75,762	0	0	-0,065
24%	0,969	0	-59,288	0,042	0	0	-0,065
63%	2,5	0	0,623	44,954	0	0	-0,065
100%	4	0	59,315	0	0	0	-0,065
MIEMBRO 18							
0%	0	0	-93,709	-75,766	0	0	0,055
25%	1,014	0	-55,812	0,022	0	0	0,055
63%	2,5	0	-0,249	41,683	0	0	0,055
100%	4	0	55,827	0	0	0	0,055
MIEMBRO 19							
0%	0	0	-96,421	-72,886	0	0	0,05
23%	0,933	0	-59,951	0,043	0	0	0,05
63%	2,5	0	1,329	45,98	0	0	0,05
100%	4	0	59,979	0	0	0	0,05
MIEMBRO 20							
0%	0	0	-87,199	-72,86	0	0	-0,014
26%	1,057	0	-50,74	0,042	0	0	-0,014
63%	2,5	0	-0,969	37,35	0	0	-0,014
100%	4	0	50,769	0	0	0	-0,014
MIEMBRO 21							
0%	0	0	-95,08	-74,336	0	0	-0,141
24%	0,972	0	-57,887	0,038	0	0	-0,141
63%	2,5	0	0,54	43,839	0	0	-0,141
100%	4	0	57,912	0	0	0	-0,141
MIEMBRO 22							
0%	0	0	-92,233	-74,341	0	0	0,003
25%	1,01	0	-55,052	0,016	0	0	0,003
63%	2,5	0	-0,173	41,167	0	0	0,003
100%	4	0	55,063	0	0	0	0,003
MIEMBRO 23							

0%	0	0	-33,065	-26,661	0	0	0
25%	1,01	0	-19,731	0,006	0	0	0
63%	2,5	0	-0,065	14,752	0	0	0
100%	4	0	19,735	0	0	0	0
MIEMBRO 24							
0%	0	0	-34,123	-26,669	0	0	-0,051
24%	0,972	0	-20,78	0,014	0	0	-0,051
63%	2,5	0	0,197	15,739	0	0	-0,051
100%	4	0	20,789	0	0	0	-0,051

Tabla VI.22. Solicitaciones máximas y mínimas.

Estado : E1=1,2CM+1,6Qa+1,2PP						
	Axial	Corte V2	Corte V3	Torsión	M22	M33
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN*m]	[KN*m]	[KN*m]
MIEMBRO 1						
Max	0	131,45	0	0,01	0	85,26
Min	0	-88,37	0	0,01	0	-103,39
MIEMBRO 2						
Max	0	82,91	0	0,01	0	24,87
Min	0	-98,4	0	0,01	0	-103,27
MIEMBRO 3						
Max	0	91	0	-0,01	0	41,78
Min	0	-90,3	0	-0,01	0	-67,84
MIEMBRO 4						
Max	0	119,91	0	-0,01	0	27,75
Min	0	-91,77	0	-0,01	0	-135,23
MIEMBRO 5						
Max	0	94,76	0	0	0	130,72
Min	0	-204,68	0	0	0	-135,28
MIEMBRO 6						
Max	0	89,66	0	0	0	58,18
Min	0	-60,29	0	0	0	-70,49
MIEMBRO 7						
Max	0	57,23	0	0	0	16,91
Min	0	-67,4	0	0	0	-70,54
MIEMBRO 8						
Max	0	61,95	0	0	0	29,54
Min	0	-62,68	0	0	0	-46,12
MIEMBRO 9						
Max	0	81,85	0	0	0	16,48
Min	0	-59,96	0	0	0	-96,9

MIEMBRO 10						
Max	0	89,48	0	0	0	116,55
Min	0	-121,08	0	0	0	-96,85
MIEMBRO 11						
Max	0	89,99	0	0	0	57,54
Min	0	-59,96	0	0	0	-72,09
MIEMBRO 12						
Max	0	55,52	0	0	0	19,8
Min	0	-69,1	0	0	0	-72,16
MIEMBRO 13						
Max	0	68,59	0	0	0	20,96
Min	0	-56,04	0	0	0	-69,64
MIEMBRO 14						
Max	0	56,37	0	0	0	53,77
Min	0	-85,44	0	0	0	-69,78
MIEMBRO 15						
Max	0	20,58	0	0	0	15,43
Min	0	-34,33	0	0	0	-27,48
MIEMBRO 16						
Max	0	21,19	0	0	0	16
Min	0	-34,94	0	0	0	-27,49
MIEMBRO 17						
Max	0	59,32	0	-0,06	0	44,95
Min	0	-97,2	0	-0,06	0	-75,76
MIEMBRO 18						
Max	0	55,83	0	0,05	0	41,68
Min	0	-93,71	0	0,05	0	-75,77
MIEMBRO 19						
Max	0	59,98	0	0,05	0	45,98
Min	0	-96,42	0	0,05	0	-72,89
MIEMBRO 20						
Max	0	50,77	0	-0,01	0	37,35
Min	0	-87,2	0	-0,01	0	-72,86
MIEMBRO 21						
Max	0	57,91	0	-0,14	0	43,84
Min	0	-95,08	0	-0,14	0	-74,34
MIEMBRO 22						
Max	0	55,06	0	0	0	41,17
Min	0	-92,23	0	0	0	-74,34
MIEMBRO 23						
Max	0	19,73	0	0	0	14,75

Min	0	-33,07	0	0	0	-26,66
MIEMBRO 24						
Max	0	20,79	0	-0,05	0	15,74
Min	0	-34,12	0	-0,05	0	-26,67

Diagramas de solicitaciones

Los diagramas de momento flector y de corte corresponden al estado de carga combinado, con el cual se obtuvo los valores de solicitaciones para el estado límite último (ver Figura VI-16 y Figura VI-17).

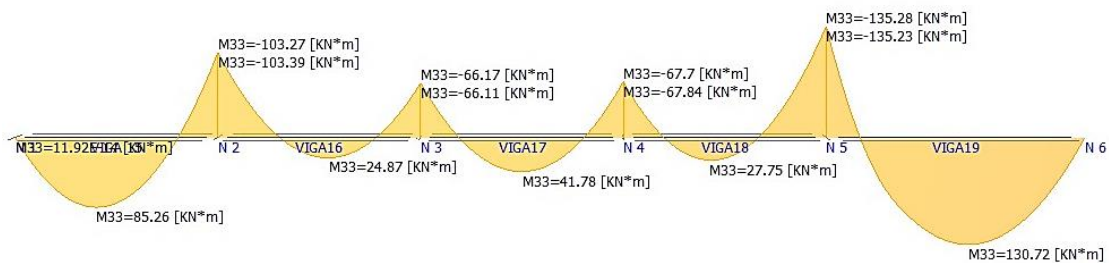


Figura VI-16. Diagrama de momento flector.

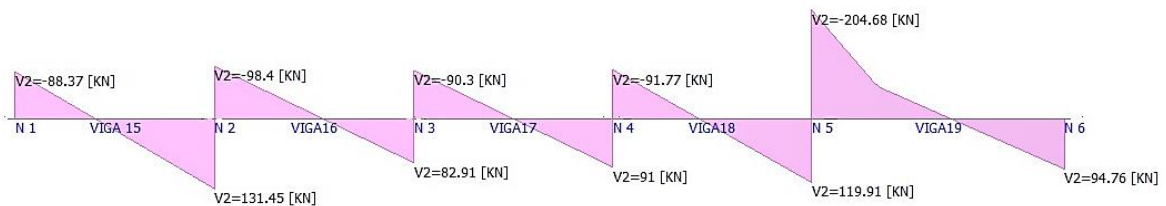


Figura VI-17. Diagrama de corte.

- **Dimensionado a flexión de las vigas**

Se determinó las armaduras para las vigas 15 a 19 correspondiente a los miembros 1 a 5 respectivamente. En el sentido transversal, se calculó la armadura de las vigas 3 y 4 correspondiente a los miembros 17 y 18 respectivamente. Son las vigas más solicitadas de la estructura.

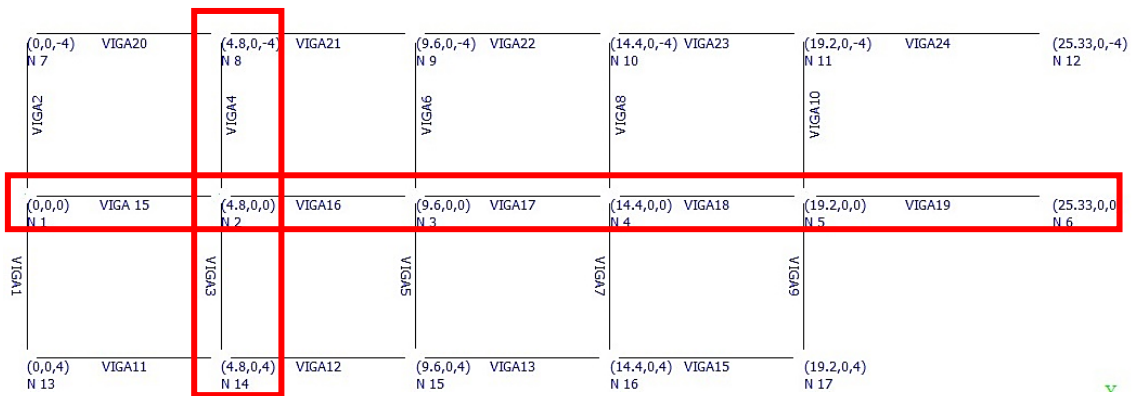


Figura VI-18. Vigas consideradas para el dimensionado.

Vigas 15 a 18

Sección T

Ancho colaborante $b = 120\text{cm}$

Se adoptó recubrimiento 39 mm hasta el eje de armadura traccionada

Viga 15 – tramo

Se aplica redistribución de momentos

$$M_u = 1,10 \cdot 85,56 \text{ kNm} = 93,79 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 93,79 \text{ kNm} / 0,90 = 104,21 \text{ kNm}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039)\text{m}}{\sqrt{\frac{0,10421 \text{ Mnm}}{1,20\text{m}}}} = 1,395 \rightarrow kc = 0,048 \rightarrow ke = 24,301$$

$$c = kc \cdot d = 0,048 \cdot 41,1 \text{ cm} = 1,97 \text{ cm}$$

$c < hf = 15\text{cm}$, el eje neutro se encuentra dentro de la placa, por lo tanto, se consideró como viga rectangular.

$$A_s = ke \cdot \frac{M_n}{d} = 24,301 \cdot \frac{0,10421 \text{ Mnm}}{0,411 \text{ m}} = 6,16 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\text{mín}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25\text{cm} * 41,1\text{cm} = 3,34\text{cm}^2$$

$$\frac{1,4}{f_y} * b_w * d = \frac{1,4}{420} * 25\text{cm} * 41,1\text{cm} = 3,43\text{cm}^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. Se adoptó 3 barras de 16mm de diámetro para el tramo.

Separación entre barras “s”

$$S = (b_w - 2*(2,5\text{cm} + d_e) - 3*db)/2 = (25\text{cm} - 2*(2,5\text{cm} + 0,6\text{cm}) - 3*1,6\text{cm})/2 = 7\text{cm}$$

Control de fisuración

$$F_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y/1,50 = 280\text{MPa}$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25\text{mm} = 317,5\text{mm} \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300\text{mm} \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 7cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Ganchos normales

$$12*db = 12*16\text{mm} = 192\text{mm} \rightarrow \text{adopto } 200\text{mm}$$

Viga 15 – 16 – Apoyo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 0,85*103,39\text{kNm} = 87,88\text{kNm}$$

$$M_n = M_u/\phi = 87,88\text{kNm} / 0,90 = 97,65\text{kNm}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039)m}{\sqrt{\frac{0,098Mnm}{0,25m}}} = 0,658 \rightarrow ke = 25,034$$

$$As = ke * \frac{Mn}{d} = 25,034 * \frac{0,098Mnm}{0,411m} = 5,97cm^2$$

Armadura mínima

$$Asmín = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * bw * d \geq \frac{1,4}{fy} * bw * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * bw * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25cm * 41,1cm = 3,34cm^2$$

$$\frac{1,4}{fy} * bw * d = \frac{1,4}{420} * 25cm * 41,1cm = 3,43cm^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. Se adopta 3 barras de 16mm de diámetro para el tramo.

Separación entre barras “s”

$$S = (bw - 2*(2,5cm + de) - 3*db)/2 = (25cm - 2*(2,5cm + 0,6cm) - 3*1,6cm)/2 = 7cm$$

Control de fisuración

$$Fs \text{ (tensión de servicio)} = fy/1,50 = 280MPa$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{fs} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{fs} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{fs} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 7cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Longitud de anclaje de las barras

Se utilizará una expresión

$$l_d = \left(\frac{9}{10} * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s * \lambda}{\frac{cb + Ktr}{d_b}} \right) * d_b$$

Para las armaduras de los apoyos se tendrá la siguiente longitud de anclaje.

$$l_d = \left(\frac{9}{10} * \frac{420MPa}{\sqrt{30MPa}} * \frac{1 * 1 * 0,8 * 1}{\frac{39mm + 0}{16mm}} \right) * 16mm = 362mm$$

Se adoptó como longitud de anclaje 360mm, mayor a la especificada por norma CIRSOC 201/05, la cual establece su valor mínimo de 300mm.

Viga 16 – tramo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 1,10 * 24,87kNm = 27,36kNm$$

$$M_n = M_u / \phi = 27,36kNm / 0,90 = 30,40kNm$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039)m}{\sqrt{\frac{0,0304Mnm}{1,20m}}} = 2,582 \rightarrow k_c = 0,048 \rightarrow k_e = 24,301$$

$$c = k_c * d = 0,048 * 41,1cm = 1,97cm$$

$c < hf = 15cm$, el eje neutro se encuentra dentro de la placa, por lo tanto, se considera como viga rectangular.

$$A_s = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 * \frac{0,0304Mnm}{0,411m} = 1,8cm^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25cm * 41,1cm = 3,34cm^2$$

$$\frac{1,4}{f_y} * b_w * d = \frac{1,4}{420} * 25cm * 41,1cm = 3,43cm^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. **Se adoptó 2 barras de 16mm de diámetro** para el tramo que cubre $4,02\text{cm}^2$.

Separación entre barras “s”

$$S = (bw - 2*(2,5\text{cm} + de) - 2*db)/2 = 25\text{cm} - 2*(2,5\text{cm} + 0,6\text{cm}) - 2*1,6\text{cm} = 15,6\text{cm}$$

Control de fisuración

$$f_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y/1,50 = 280\text{MPa}$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25\text{mm} = 317,5\text{mm} \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300\text{mm} \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 15,5cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Viga 16 – 17 – Apoyo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 0,85 * 66,17\text{kNm} = 56,24\text{kNm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 56,24\text{kNm} / 0,90 = 62,49\text{kNm}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039)\text{m}}{\sqrt{\frac{0,0625\text{Mnm}}{0,25\text{m}}}} = 0,822 \rightarrow k_e = 24,583$$

$$A_s = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,583 * \frac{0,0625\text{Mnm}}{0,411\text{m}} = 3,74\text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\text{mín}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * bw * d \geq \frac{1,4}{f_y} * bw * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * bw * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25cm * 41,1cm = 3,34cm^2$$

$$\frac{1,4}{fy} * bw * d = \frac{1,4}{420} * 25cm * 41,1cm = 3,43cm^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. **Se adoptó 2 barras de 16mm de diámetro** para el apoyo que cubre $4,02cm^2$.

Separación entre barras “s”

$$S = (bw - 2*(2,5cm + de + dp + db))/3 = (25cm - 2*(2,5cm + 0,6cm + 0,8cm + 1,6cm))/3 = 4,67cm$$

Control de fisuración

$$F_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y/1,50 = 280MPa$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 4,67cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Longitud de anclaje de las barras

Se utilizó la expresión recomendada por el CIRSOC 201/05 para el cálculo de la longitud de anclaje.

$$l_d = \left(\frac{9}{10} * \frac{f_y}{\sqrt{f'c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s * \lambda}{\frac{cb + Ktr}{d_b}} \right) * d_b$$

Para las armaduras de los apoyos se obtuvo la siguiente longitud de anclaje:

$$l_d = \left(\frac{9}{10} * \frac{420MPa}{\sqrt{30MPa}} * \frac{1 * 1 * 0,8 * 1}{\frac{39mm + 0}{16mm}} \right) * 16mm = 362mm$$

Se adoptó como longitud de anclaje 360mm, mayor a la especificada por norma CIRSOC 201/05, la cual establece su valor mínimo de 300mm.

Viga 17 – tramo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 1,10 * 41,78 \text{ kNm} = 45,96 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 45,96 \text{ kNm} / 0,90 = 51,06 \text{ kNm}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039) \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,0511 \text{ Mnm}}{1,20 \text{ m}}}} = 1,992 \rightarrow k_c = 0,048 \rightarrow k_e = 24,301$$

$$c = k_c * d = 0,048 * 41,1 \text{ cm} = 1,97 \text{ cm}$$

$c < h_f = 15 \text{ cm}$, el eje neutro se encuentra dentro de la placa, por lo tanto, se considera como viga rectangular.

$$A_s = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 * \frac{0,0511 \text{ Mnm}}{0,411 \text{ m}} = 3,02 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\text{mín}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25 \text{ cm} * 41,1 \text{ cm} = 3,34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1,4}{f_y} * b_w * d = \frac{1,4}{420} * 25 \text{ cm} * 41,1 \text{ cm} = 3,43 \text{ cm}^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. **Se adopta 2 barras de 16mm de diámetro** para el tramo que cubre $4,02 \text{ cm}^2$.

Separación entre barras “s”

$$S = (b_w - 2 * (2,5 \text{ cm} + d_e) - 2 * d_b) / 2 = 25 \text{ cm} - 2 * (2,5 \text{ cm} + 0,6 \text{ cm}) - 2 * 1,6 \text{ cm} = 15,6 \text{ cm}$$

Control de fisuración

f_s (tensión de servicio) = $f_y/1,50 = 280\text{MPa}$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25\text{mm} = 317,5\text{mm} \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300\text{mm} \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 15,6cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Viga 17 – 18 – Apoyo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 0,85 * 67,84\text{kNm} = 57,66\text{kNm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 57,66\text{kNm} / 0,90 = 64,07\text{kNm}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039)\text{m}}{\sqrt{\frac{0,0641\text{Mnm}}{0,25\text{m}}}} = 0,812 \rightarrow k_e = 24,583$$

$$A_s = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,583 * \frac{0,0641\text{Mnm}}{0,411\text{m}} = 3,83\text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\text{mín}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25\text{cm} * 41,1\text{cm} = 3,34\text{cm}^2$$

$$\frac{1,4}{f_y} * b_w * d = \frac{1,4}{420} * 25\text{cm} * 41,1\text{cm} = 3,43\text{cm}^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. **Se adoptó 2 barras de 16mm de diámetro** para el apoyo que cubre $4,02\text{cm}^2$.

Separación entre barras “s”

$$S = (bw - 2*(2,5\text{cm} + de + dp + db))/3 = (25\text{cm} - 2*(2,5\text{cm} + 0,6\text{cm} + 0,8\text{cm} + 1,6\text{cm}))/3 = 4,67\text{cm}$$

Control de fisuración

$$F_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y/1,50 = 280\text{MPa}$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25\text{mm} = 317,5\text{mm} \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300\text{mm} \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 4,67cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Longitud de anclaje de las barras

Se utilizó la expresión recomendada por el CIRSOC 201/05 para el cálculo de la longitud de anclaje.

$$l_a = \left(\frac{9}{10} * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s * \lambda}{\frac{cb + K_{tr}}{d_b}} \right) * d_b$$

Para las armaduras de los apoyos se tendrá la siguiente longitud de anclaje.

$$l_a = \left(\frac{9}{10} * \frac{420\text{MPa}}{\sqrt{30\text{MPa}}} * \frac{1 * 1 * 0,8 * 1}{\frac{39\text{mm} + 0}{16\text{mm}}} \right) * 16\text{mm} = 362\text{mm}$$

Se adopta como longitud de anclaje 360mm, mayor a la especificada por norma CIRSOC 201/05, la cual establece su valor mínimo de 300mm.

Viga 18 – tramo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 1,10 * 27,75\text{kNm} = 30,53\text{kNm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 30,53\text{kNm} / 0,90 = 33,92\text{kNm}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039)m}{\sqrt{\frac{0,034Mnm}{1,20m}}} = 2,445 \rightarrow kc = 0,048 \rightarrow ke = 24,301$$

$$c = kc * d = 0,048 * 41,1cm = 1,97cm$$

$c < hf = 15cm$, el eje neutro se encuentra dentro de la placa, por lo tanto, se considera como viga rectangular.

$$A_s = ke * \frac{Mn}{d} = 24,301 * \frac{0,034Mnm}{0,411m} = 2,03cm^2$$

$$A_{smín} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * bw * d \geq \frac{1,4}{fy} * bw * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * bw * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25cm * 41,1cm = 3,34cm^2$$

$$\frac{1,4}{fy} * bw * d = \frac{1,4}{420} * 25cm * 41,1cm = 3,43cm^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. **Se adoptó 2 barras de 16mm de diámetro** para el tramo que cubre $4,02cm^2$.

Separación entre barras “s”

$$S = (bw - 2*(2,5cm + de) - 2*db)/2 = 25cm - 2*(2,5cm + 0,6cm) - 2*1,6cm = 15,6cm$$

Control de fisuración

$$F_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y/1,50 = 280MPa$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 15,6cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Viga 18 – 19 – Apoyo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 0,85 * 135,28kNm = 114,99kNm$$

$$M_n = M_u / \phi = 114,99 \text{ kNm} / 0,90 = 127,76 \text{ kNm}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039) \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,128 \text{ Mnm}}{0,25 \text{ m}}}} = 0,575 \rightarrow k_e = 25,46$$

$$A_s = k_e * \frac{M_n}{d} = 25,46 * \frac{0,128 \text{ Mnm}}{0,411 \text{ m}} = 7,91 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\text{mín}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25 \text{ cm} * 41,1 \text{ cm} = 3,34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1,4}{f_y} * b_w * d = \frac{1,4}{420} * 25 \text{ cm} * 41,1 \text{ cm} = 3,43 \text{ cm}^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. **Se adoptó 3 barras de 16mm de diámetro que cubre 6,03 cm² más 4 barras de 8mm de diámetro que cubre 2,01 cm², haciendo un total del 8,04 cm².**

Separación entre barras “s”

$$S = (b_w - 2 * (2,5 \text{ cm} + d_e + d_p) - 3 * d_b) / 4 = (25 \text{ cm} - 2 * (2,5 \text{ cm} + 0,6 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm}) - 3 * 1,6) / 4 = 3,1 \text{ cm}$$

Control de fisuración

$$f_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y / 1,50 = 280 \text{ MPa}$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25 \text{ mm} = 317,5 \text{ mm} \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 3,1cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Longitud de anclaje de las barras

Se utilizó la expresión recomendada por el CIRSOC 201/05 para el cálculo de la longitud de anclaje.

$$l_d = \left(\frac{9}{10} * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s * \lambda}{\frac{cb + Ktr}{d_b}} \right) * d_b$$

Para las armaduras de los apoyos se tendrá la siguiente longitud de anclaje.

$$l_d = \left(\frac{9}{10} * \frac{420MPa}{\sqrt{30MPa}} * \frac{1 * 1 * 0,8 * 1}{\frac{39mm + 0}{16mm}} \right) * 16mm = 362mm$$

Se adoptó como longitud de anclaje 360mm, mayor a la especificada por norma CIRSOC 201/05, la cual establece su valor mínimo de 300mm.

Viga 19 – tramo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 1,10 * 118,84kNm = 130,72kNm$$

$$M_n = M_u / \phi = 130,72kNm / 0,90 = 145,24kNm$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039)m}{\sqrt{\frac{0,145Mnm}{0,76m}}} = 0,94 \rightarrow k_c = 0,057 \rightarrow k_e = 24,396$$

$$c = k_c * d = 0,057 * 41,1cm = 2,34cm$$

$c < hf = 15cm$, el eje neutro se encuentra dentro de la placa, por lo tanto, se considera como viga rectangular.

$$A_s = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,396 * \frac{0,145Mnm}{0,411m} = 8,62cm^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * bw * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25cm * 41,1cm = 3,34cm^2$$

$$\frac{1,4}{f_y} * bw * d = \frac{1,4}{420} * 25cm * 41,1cm = 3,43cm^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. **Se adoptó 4 barras de 16mm de diámetro** para el tramo que cubre $8,04cm^2$.

Separación entre barras “s”

$$S = (bw - 2*(2,5cm + de) - 4*db)/3 = (25cm - 2*(2,5cm + 0,6cm) - 4*1,6cm)/3 = 4,88cm$$

Control de fisuración

$$F_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y/1,50 = 280MPa$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 4,88cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Viga 3 – tramo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 1,10 * 44,95kNm = 49,445kNm$$

$$M_n = M_u / \phi = 49,445kNm / 0,90 = 54,94kNm$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039)m}{\sqrt{\frac{0,055Mnm}{1,00m}}} = 1,753 \rightarrow kc = 0,048 \rightarrow ke = 24,301$$

$$c = kc * d = 0,048 * 41,1cm = 1,97cm$$

$c < hf = 15cm$, el eje neutro se encuentra dentro de la placa, por lo tanto, se considera como viga rectangular.

$$A_s = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 * \frac{0,055Mnm}{0,411m} = 3,26cm^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\text{mín}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25cm * 41,1cm = 3,34cm^2$$

$$\frac{1,4}{f_y} * b_w * d = \frac{1,4}{420} * 25cm * 41,1cm = 3,43cm^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. **Se adoptó 2 barras de 16mm de diámetro** para el tramo que cubre $4,02cm^2$.

Separación entre barras “s”

$$S = b_w - 2*(2,5cm + d_e + d_b) = 25cm - 2*(2,5cm + 0,6cm + 1,6cm) = 15,6cm$$

Control de fisuración

$$F_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y/1,50 = 280MPa$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 15,6cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Viga 3 – 4 – Apoyo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 0,85 * 75,77kNm = 64,40kNm$$

$$M_n = M_u / \phi = 64,40kNm / 0,90 = 71,56kNm$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039)m}{\sqrt{\frac{0,072Mnm}{0,25m}}} = 0,768 \rightarrow ke = 24,675$$

$$A_s = ke * \frac{Mn}{d} = 24,675 * \frac{0,072Mnm}{0,411m} = 4,30cm^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * bw * d \geq \frac{1,4}{fy} * bw * d$$

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * bw * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25cm * 41,1cm = 3,34cm^2$$

$$\frac{1,4}{fy} * bw * d = \frac{1,4}{420} * 25cm * 41,1cm = 3,43cm^2$$

La armadura calculada es superior a la armadura mínima. **Se adopta 2 barras de 16mm de diámetro que cubre 4,02cm² más 2 barras de 8mm de diámetro que cubre 1,01cm², haciendo un total del 5,03cm².**

Separación entre barras “s”

$$S = (bw - 2*(2,5cm + de + dp) - 2*db)/3 = (25cm - 2*(2,5cm + 0,6cm + 0,8cm) - 2*1,6)/3 = 4,67cm$$

Control de fisuración

$$F_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y/1,50 = 280MPa$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 4,67cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Longitud de anclaje de las barras

Se utilizó la expresión recomendada por el CIRSOC 201/05 para el cálculo de la longitud de anclaje.

$$l_d = \left(\frac{9}{10} * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s * \lambda}{\frac{cb + Ktr}{d_b}} \right) * d_b$$

Para las armaduras de los apoyos se tendrá la siguiente longitud de anclaje.

$$l_d = \left(\frac{9}{10} * \frac{420MPa}{\sqrt{30MPa}} * \frac{1 * 1 * 0,8 * 1}{\frac{39mm + 0}{16mm}} \right) * 16mm = 362mm$$

Se adoptó como longitud de anclaje 360mm, mayor a la especificada por norma CIRSOC 201/05, la cual establece su valor mínimo de 300mm.

Viga 4 – tramo

Se aplicó redistribución de momentos

$$M_u = 1,10 * 41,68kNm = 45,85kNm$$

$$M_n = M_u / \phi = 45,85kNm / 0,90 = 50,94kNm$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{(0,45 - 0,039)m}{\sqrt{\frac{0,051Mnm}{1,00m}}} = 1,821 \rightarrow k_c = 0,048 \rightarrow k_e = 24,301$$

$$c = k_c * d = 0,048 * 41,1cm = 1,97cm$$

$c < hf = 15cm$, el eje neutro se encuentra dentro de la placa, por lo tanto, se considera como viga rectangular.

$$A_s = k_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 * \frac{0,051Mnm}{0,411m} = 3,01cm^2$$

Armadura mínima

$$A_{s\text{mín}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4}{f_y} * b_w * d$$

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 25cm * 41,1cm = 3,34cm^2$$

$$\frac{1,4}{f_y} * bw * d = \frac{1,4}{420} * 25cm * 41,1cm = 3,43cm^2$$

La armadura calculada es inferior a la armadura mínima. **Se adoptó 2 barras de 16mm de diámetro** para el tramo que cubre $4,02cm^2$.

Separación entre barras “s”

$$S = bw - 2*(2,5cm + de + db) = 25cm - 2*(2,5cm + 0,6cm + 1,6cm) = 15,6cm$$

Control de fisuración

$$F_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y/1,50 = 280MPa$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la separación de barras es de 15,6cm se considera cumplida la condición de fisuración.

- **Dimensionado al corte**

Se dimensionó las vigas 15 y 19 porque tienen los mayores esfuerzos de corte

Viga 15

$$qu = 1,2*(CM+PP) + 1,6*Qa = 1,2*(17,06kN/m+2,81kN/m) + 1,6* 13,72kN/m = 46,44kN/m$$

Lado izquierdo

$$Vu = Vizq - qu*(d+c/2) = 88,77kN - 46,44kN/m * (0,411m + 0,25m/2) = 63,88kN$$

$$Vn = Vu/\phi = 63,88kN/0,75 = 85,17kN = 0,085MN$$

$$\tau_n = \frac{Vn}{bw * d} = \frac{0,085MN}{0,25m * 0,411m} = 0,82MPa$$

$$\tau_{lim} = \frac{5}{6} \sqrt{f'c} = \frac{5}{6} \sqrt{30MPa} = 4,56MPa$$

$$\tau_n < \tau_{lim} \therefore \text{buenas condiciones}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} * 0,25m * 0,411m = 0,094MN = 93,80kN$$

Como V_c es mayor que V_n , el hormigón es capaz de tomar todo el esfuerzo de corte. Por lo tanto, se colocó armadura mínima de estriado, adoptando un **estribo de 6mm diámetro cada 20cm de separación**.

Lado derecho

$$V_u = V_{der} - q_u * (d+c/2) = 131,45kN - 46,44kN/m * (0,411m + 0,25m/2) = 106,56kN$$

$$V_n = V_u / \phi = 106,56kN / 0,75 = 142,08kN = 0,142MN$$

$$\tau_n = \frac{V_n}{bw * d} = \frac{0,142MN}{0,25m * 0,411m} = 1,38MPa$$

$$\tau_{lim} = \frac{5}{6} \sqrt{f'c} = \frac{5}{6} \sqrt{30MPa} = 4,56MPa$$

$$\tau_n < \tau_{lim} \therefore \text{buenas condiciones}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} * 0,25m * 0,411m = 0,094MN = 93,80kN$$

$$V_s = V_n - V_c = 142,08kN - 93,80kN = 48,28kN$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} 10^4 = \frac{0,0483MN}{420MPa * 0,411m} 10^4 = 2,8 \frac{cm^2}{m}$$

$$s = \frac{A_v}{2,8 \frac{cm^2}{m}} = \frac{2 * \frac{\pi * (0,6cm)^2}{4}}{2,8 \frac{cm^2}{m}} = 0,202m$$

Se adopta un **estribo de 6mm diámetro cada 20cm de separación**.

Viga 19

$$qu1 = 1,2 * (CM+PP) + 1,6 * Q_a = 1,2 * (15,32kN/m + 11,97kN/m + 11,45kN/m + 3,75kN/m) + 1,6 * (10kN/m + 14,39kN/m) = 90,01kN/m$$

$$qu2 = 1,2 * (CM+PP) + 1,6 * Q_a = 1,2 * (11,54kN/m + 3,75kN/m) + 1,6 * 10kN/m = 34,35kN/m$$

Lado izquierdo

$$V_u = V_{izq} - q_u \cdot (d+c/2) = 204,68 \text{ kN} - 90,01 \text{ kN/m} \cdot (0,411 \text{ m} + 0,25 \text{ m}/2) = 156,43 \text{ kN}$$

$$V_n = V_u / \phi = 156,43 \text{ kN} / 0,75 = 208,58 \text{ kN} = 0,209 \text{ MN}$$

$$\tau_n = \frac{V_n}{b_w \cdot d} = \frac{0,209 \text{ MN}}{0,25 \text{ m} \cdot 0,411 \text{ m}} = 2,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \frac{5}{6} \sqrt{f'c} = \frac{5}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} = 4,56 \text{ MPa}$$

$$\tau_n < \tau_{lim} \therefore \text{buenas condiciones}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 0,411 \text{ m} = 0,094 \text{ MN} = 93,80 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 208,58 \text{ kN} - 93,80 \text{ kN} = 114,78 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} \cdot 10^4 = \frac{0,115 \text{ MN}}{420 \text{ MPa} \cdot 0,411 \text{ m}} \cdot 10^4 = 6,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = \frac{A_v}{6,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = \frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot (0,6 \text{ cm})^2}{4}}{6,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 0,085 \text{ m}$$

Se adoptó un estribo de 6mm diámetro cada 8cm de separación, en una longitud de 1,60m a partir del apoyo izquierdo de la viga.

Lado derecho

$$V_u = V_{der} - q_u \cdot (d+c/2) = 94,76 \text{ kN} - 34,35 \text{ kN/m} \cdot (0,411 \text{ m} + 0,25 \text{ m}/2) = 76,35 \text{ kN}$$

$$V_n = V_u / \phi = 76,35 \text{ kN} / 0,75 = 101,80 \text{ kN} = 0,102 \text{ MN}$$

$$\tau_n = \frac{V_n}{b_w \cdot d} = \frac{0,102 \text{ MN}}{0,25 \text{ m} \cdot 0,411 \text{ m}} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \frac{5}{6} \sqrt{f'c} = \frac{5}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} = 4,56 \text{ MPa}$$

$$\tau_n < \tau_{lim} \therefore \text{buenas condiciones}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{MPa}} * 0,25 \text{m} * 0,411 \text{m} = 0,094 \text{MN} = 93,80 \text{kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 101,80 \text{kN} - 93,80 \text{kN} = 8 \text{kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} 10^4 = \frac{0,008 \text{MN}}{420 \text{MPa} * 0,411 \text{m}} 10^4 = 0,46 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = \frac{A_v}{0,46 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = \frac{2 * \frac{\pi * (0,6 \text{cm})^2}{4}}{0,46 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 1,22 \text{m} > s_{\text{máx}} = d/2 = 0,411 \text{m}/2 = 0,20 \text{m}$$

Se adoptó un **estribo de 6mm diámetro cada 20cm de separación.**

Como las vigas analizadas al corte poseen los mayores esfuerzos de corte, se adoptó como armadura de estribo una barra de 6mm de diámetro cada 20cm para las restantes vigas.

VI.4. Diseño de columnas

Para el cálculo de las columnas se adoptó 3 posiciones particulares: de borde, de esquina y centrada. Por lo tanto, se dimensionó para cada posición la más solicitada. A continuación, se presenta el proceso de cálculo.

Columna centrada

Se adoptó para el cálculo la columna centrada más solicitada, la cual resultó ser la columna 5.

Datos

Lu = 4,65m en direcciones x e y

Cargas:

Cabeza de columna

$$D = 158,16\text{kN} + 29,11\text{kN} = 187,27\text{kN}$$

$$L = 122,52\text{kN}$$

Pie de columna

A las cargas anteriores se adicionó el peso propio de la columna

$$PP = 0,25\text{m} * 0,25\text{m} * 4,65\text{m} * 25\text{kN/m}^3 = 7,27\text{kN}$$

$$D = 187,27\text{kN} + 7,27\text{kN} = 194,54\text{kN}$$

Combinación de cargas

Carga de servicio

$$qs = D + L = 194,54\text{kN} + 122,52\text{kN} = 317,06\text{kN}$$

Carga última

$$Q = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * 194,54\text{kN} + 1,6 * 122,52\text{kN} = 429,47\text{kN}$$

Determinación de la longitud de pandeo

Como se trata de una columna centrada los momentos en cabeza y pie de la misma se pueden considerar nulos ($M1 = M2 = 0$). Por lo tanto, para no considerar los efectos del pandeo se debe cumplir con la siguiente expresión:

$$\lambda > 34 - 12 \frac{M1}{M2} \leq 40 \Rightarrow \lambda > 34 - 12 \frac{M1}{M2} \leq 40$$

Cálculo de la longitud de pandeo en la dirección x-x

$$\psi_A = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u} * \frac{25.743\text{MPa} * (0,7 * 32.552\text{cm}^4)}{465\text{cm}}}{\frac{E_v * I_v}{L_v} * \frac{25.743\text{MPa} * 2 * 118.125\text{cm}^4}{400\text{cm}}} = 0,08$$

$$\psi_B = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u} * \frac{25.743\text{MPa} * (0,7 * 32.552\text{cm}^4)}{465\text{cm}}}{\frac{E_v * I_v}{L_v} * \frac{25.743\text{MPa} * 0}{0}} = \infty$$

Del nomograma se obtiene $k = 0,73$

$$\lambda = \frac{k * Lu}{r} = \frac{0,73 * 465cm}{\frac{25cm}{\sqrt{12}}} = \frac{0,73 * 465cm}{\frac{25cm}{\sqrt{12}}} = 47$$

Cálculo de la longitud de pandeo en la dirección y-y

$$\psi_A = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u}}{\frac{E_v * I_v}{L_v}} = \frac{\frac{25.743MPa * (0,7 * 32.552cm^4)}{465cm}}{\frac{25.743MPa * 2 * 125.305cm^4}{400cm}} = 0,08$$

$$\psi_B = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u}}{\frac{E_v * I_v}{L_v}} = \frac{\frac{25.743MPa * (0,7 * 32.552cm^4)}{465cm}}{\frac{25.743MPa * 0}{0}} = \infty$$

Del nomograma se obtiene $k = 0,73$

$$\lambda = \frac{k * Lu}{r} = \frac{0,73 * 465cm}{\frac{25cm}{\sqrt{12}}} = \frac{0,73 * 465cm}{\frac{25cm}{\sqrt{12}}} = 47$$

$$\lambda_{lim} = 34 - 12 \frac{M1}{M2} = 34$$

Como $\lambda > \lambda_{lim}$ en las dos direcciones analizadas se debe considerar el pandeo, pero como la esbeltez es menor que 100, se aplica el método de amplificación de momentos.

$$C_m = 0,60 + 0,40 \frac{M1}{M2} \geq 0,40 \Rightarrow C_m = 0,60$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1$$

$$E * I = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

$$Ec = 4.700 * \sqrt{f'c} = 4.700 * \sqrt{30MPa} = 25.743MPa$$

$$I_g = \frac{25^4}{12} = 32.552cm^4$$

$$\beta_d = P_{uD} / P_{uD+L} = \frac{1,2 * 194,54kN}{1,2 * 194,54kN + 1,6 * 122,52kN} = 0,54$$

$$E * I = \frac{0,4 * 25743 \frac{MN}{m^2} * 32552cm^4 \frac{1m^4}{(100cm)^4} * \frac{1000kN}{1MN}}{1 + 0,54} = 2.177kNm^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 2.177kNm^2}{(0,73 * 4,65m)^2} = 1.865kN$$

$$\delta_{ns} = \frac{0,60}{1 - \frac{429,47kN}{0,75 * 1.865kN}} = 0,87 \leq 1$$

No cumple la condición por lo tanto se toma $\delta_{ns} = 1$

Se calcula el momento mínimo

$$M2_{min} = Pu * (15 + 0,03h) = 429,47kN * (15mm + 0,03 * 250mm) = 9663,08kNmm = 9,66kNm$$

$$M2 = \delta_{ns} * M2_{min} = 9,66kNm$$

Se calculó la columna con las siguientes cargas

$$Pu = 429,47kN$$

$$Pn = Pu / \emptyset = 429,47 / 0,65 = 660,72kN$$

$$Mu = 9,66kNm$$

$$Mn = Mu / \emptyset = 9,66 / 0,65 = 14,86kNm$$

Diagrama de interacción

$$\gamma = \frac{h - 2c_c}{h} = \frac{25cm - 2 * 3,6cm}{25cm} = 0,71$$

Se utilizó el nomograma para armaduras iguales en sus cuatro lados sometidas a flexión compuesta. El mismo corresponde para una resistencia del hormigón H-30 y $\gamma=0,70$

Para ingresar al nomograma se requirió de los siguientes valores:

Para el eje vertical:

$$\frac{\phi * Pn}{b * h} = \frac{0,43MN}{(0,25m)^2} \cong 7MPa$$

Para el eje horizontal:

$$\frac{\phi * Mn}{b * h^2} = \frac{0,01MNm}{(0,25m)^3} = 0,64MPa \rightarrow 1MPa$$

Se obtiene la cuantía de 0,01, por lo tanto, la sección necesaria de acero será de:

$$A_s = 0,01 * 25cm * 25cm = 6,25cm^2$$

En función del máximo diámetro de las barras longitudinales corresponde adoptar un estribo de 6mm y una separación igual al menor valor entre (ver **Figura VI-19**):

$$12xdb = 12 * 1,6cm = 19,2cm$$

$$48xdbe = 48 * 0,6cm = 28,8cm$$

Lado menor de la columna = 25cm

Se adopta separación entre los estribos igual a 19cm.

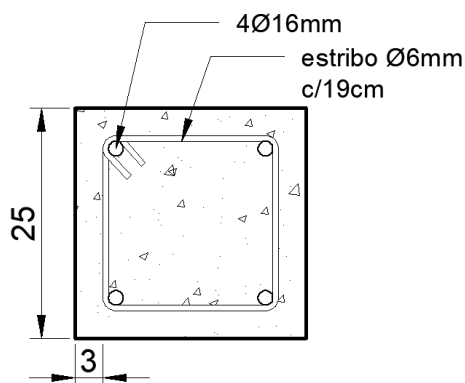


Figura VI-19. Sección de la columna 5.

Columna de borde

Se adoptó para el cálculo la columna de borde más solicitada, la cual resultó ser la columna 15

Datos

$L_u = 4,65m$ en direcciones x e y

Cargas

Cabeza de columna

$D = 87,83kN$

$L = 73,95kN$

Pie de columna

A las cargas anteriores se adiciona el peso propio de la columna

$$PP = 0,25m * 0,25m * 4,65m * 25kN/m^3 = 7,27kN$$

$$D = 87,83kN + 7,27kN = 95,10kN$$

Combinación de cargas

Carga de servicio

$$Q_s = D + L = 95,10kN + 73,95kN = 169,05kN$$

Carga última

$$Q = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * 95,10kN + 1,6 * 73,95kN = 223,72kN$$

Determinación de la longitud de pandeo

Análisis en la dirección x-x

Cálculo de la longitud de pandeo alrededor del eje x-x

$$\psi_A = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u}}{\frac{E_v * I_v}{L_v}} = \frac{25.743MPa * (0,7 * 32.552cm^4)}{\frac{465cm}{25.743MPa * 96.764cm^4}} = 0,20$$

$$\psi_B = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u}}{\frac{E_v * I_v}{L_v}} = \frac{25.743MPa * (0,7 * 32.552cm^4)}{\frac{465cm}{25.743MPa * 0}} = \infty$$

Del nomograma se obtiene $k = 0,76$

$$\lambda = \frac{k * Lu}{r} = \frac{0,76 * 465cm}{\frac{25cm}{\sqrt{12}}} = \frac{0,76 * 465cm}{\frac{25cm}{\sqrt{12}}} = 49$$

En la dirección x-x los momentos M1 y M2 se consideran nulos, por lo tanto, la esbeltez límite toma el siguiente valor:

$$\lambda_{lim} = 34 - 12 \frac{M1}{M2} = 34$$

Como $\lambda > \lambda_{lim}$ se debe considerar el pandeo, pero como la esbeltez es menor que 100, se aplica el método de amplificación de momentos.

$$C_m = 0,60 + 0,40 \frac{M1}{M2} \geq 0,40 \Rightarrow C_m = 0,60$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1$$

$$E * I = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

$$E_c = 4.700 * \sqrt{f'c} = 4.700 * \sqrt{30MPa} = 25.743MPa$$

$$I_g = \frac{25^4}{12} = 32.552cm^4$$

$$\beta_d = P_{uD} / P_{uD+L} = \frac{1,2 * 95,10kN}{1,2 * 95,10kN + 1,6 * 73,95kN} = 0,49$$

$$E * I = \frac{0,4 * 25.743 \frac{MN}{m^2} * 32.552cm^4 * \frac{1m^4}{(100cm)^4} * \frac{1000kN}{1MN}}{1 + 0,49} = 2.250kNm^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 2.250kNm^2}{(0,76 * 4,65m)^2} = 1.778kN$$

$$\delta_{ns} = \frac{0,60}{1 - \frac{232,44kN}{0,75 * 1.778kN}} = 0,73 \leq 1$$

No cumple la condición por lo tanto se toma $\delta_{ns} = 1$

Se calcula el momento mínimo

$$M2_{min} = P_u * (15 + 0,03h) = 232,44kN * (15mm + 0,03 * 250mm) = 5230kNmm = 5,23kNm$$

$$M2 = \delta_{ns} * M2_{min} = 5,23kNm$$

Análisis en la dirección y-y

Cálculo de la longitud de pandeo alrededor del eje y-y

$$\psi_A = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u}}{\frac{E_v * I_v}{L_v}} = \frac{25.743MPa * (0,7 * 32.552cm^4)}{25.743MPa * \left(\frac{101.198cm^4}{400cm} + \frac{107.325cm^4}{613cm} \right)} = 0,11$$

$$\psi_B = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u}}{\frac{E_v * I_v}{L_v}} = \frac{25.743MPa * (0,7 * 32.552cm^4)}{25.743MPa * 0} = \infty$$

Del nomograma se obtiene $k = 0,73$

$$\lambda = \frac{k * Lu}{r} = \frac{0,73 * 465cm}{\frac{25cm}{\sqrt{12}}} = \frac{0,73 * 465cm}{\frac{25cm}{\sqrt{12}}} = 47$$

En la dirección y-y los momentos M1 y M2 se obtiene de la siguiente forma:

Momento ideal de empotramiento de la viga

$$Me = \frac{qu * Lv^2}{12} = \frac{9,92kN / m * (4m)^2}{12} = 13,23kNm$$

Factores de rigidez

Como no se tiene una columna que continúe en la planta alta, el coeficiente cs es nulo

$$ci = \frac{Lv * li}{hi * Iv} = \frac{400cm * 32552cm^4}{465cm * 276.469cm^4} = 0,101$$

Distribución de momentos

En el apoyo exterior de la viga

$$Mv = Me * \frac{cs + ci}{1 + cs + ci} = 13,23kNm * \frac{0,101}{1 + 0,101} = 1,21kNm$$

En la cabeza de la columna

$$M2 = M3 * \frac{ci}{cs + ci} = M3 * \frac{ci}{ci} = 1,21kNm$$

En el pie de la columna

$$M1 = M2 / 2 = 1,21kNm / 2 = 0,605kNm$$

Los momentos M1 y M2 tiene signos contrarios

Cálculo de esbeltez límite

$$\lambda_{lim} = 34 - 12 \frac{M1}{M2} = 34 - 12 \frac{-0,605}{1,21} = 40$$

Como $\lambda > \lambda_{lim}$ se debe considerar el pandeo, pero como la esbeltez es menor que 100, se aplica el método de amplificación de momentos.

$$C_m = 0,60 + 0,40 \frac{M1}{M2} \geq 0,40 \Rightarrow C_m = 0,60 + 0,40 \frac{-0,605}{1,21} = 0,40$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1$$

$$E * I = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

$$E_c = 4.700 * \sqrt{f'c} = 4.700 * \sqrt{30MPa} = 25.743MPa$$

$$I_g = \frac{25^4}{12} = 32.552cm^4$$

$$\beta_d = P_{uD} / P_{uD+L} = \frac{1,2 * 95,10kN}{1,2 * 95,10kN + 1,6 * 73,95kN} = 0,49$$

$$E * I = \frac{0,4 * 25.743 \frac{MN}{m^2} * 32.552cm^4 * \frac{1m^4}{(100cm)^4} * \frac{1000kN}{1MN}}{1 + 0,49} = 2.250kNm^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 2.250kNm^2}{(0,73 * 4,65m)^2} = 1.927kN$$

$$\delta_{ns} = \frac{0,40}{1 - \frac{232,44kN}{0,75 * 1.927kN}} = 0,48 \leq 1$$

No cumple la condición por lo tanto se toma $\delta_{ns} = 1$

Se calcula el momento mínimo

$$M2_{min} = Pu * (15 + 0,03h) = 232,44kN * (15mm + 0,03 * 250mm) = 5230kNmm = 5,23kNm$$

$$M2 = \delta_{ns} * M2_{min} = 5,23kNm > 1,21kNm$$

Se adopta el momento mínimo, ya que es mayor al momento (M2) calculado.

Se calculará la columna con las siguientes cargas para ambas direcciones

$$P_u = 232,44 \text{ kN}$$

$$P_n = P_u / \phi = 232,44 / 0,65 = 357,6 \text{ kN}$$

$$M_u = 5,23 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 5,32 / 0,65 = 8,18 \text{ kNm}$$

Diagrama de interacción

$$\gamma = \frac{h - 2c_c}{h} = \frac{25 \text{ cm} - 2 * 3,6 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 0,71$$

Utilizo el nomograma para armaduras iguales en sus cuatro lados sometidas a flexión compuesta. El mismo corresponde para una resistencia del hormigón H-30 y $\gamma=0,70$

Para ingresar al nomograma se requieren de los siguientes valores:

Para el eje vertical:

$$\frac{\phi * P_n}{b * h} = \frac{0,23 \text{ MN}}{(0,25 \text{ m})^2} \cong 4 \text{ MPa}$$

Para el eje horizontal:

$$\frac{\phi * M_n}{b * h^2} = \frac{0,005 \text{ MNm}}{(0,25 \text{ m})^3} = 0,32 \text{ MPa}$$

Corresponde cuantía mínima de 0,01, por lo tanto, la sección necesaria de acero será de:

$$A_s = 0,01 * 25 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 6,25 \text{ cm}^2$$

En función del máximo diámetro de las barras longitudinales corresponde adoptar un estriado de 6mm y una separación igual al menor valor entre (ver Figura VI-20):

$$12x_{db} = 12 * 1,6 \text{ cm} = 19,2 \text{ cm}$$

$$48x_{dbe} = 48 * 0,6 \text{ cm} = 28,8 \text{ cm}$$

Lado menor de la columna = 25cm

Se adopta separación entre los estribos igual a 19cm.

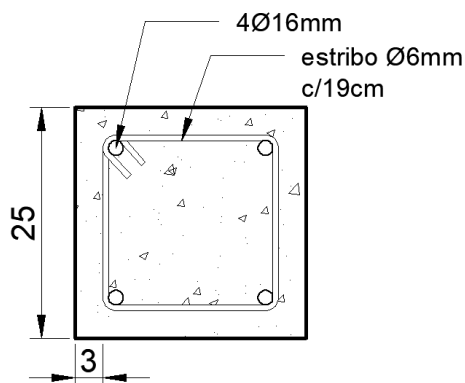


Figura VI-20. Sección de la columna 15.

Columna de esquina

Se adoptó para el cálculo la columna de esquina más solicitada, la cual resultó ser la columna 16

Datos

$L_u = 4,65\text{m}$ en direcciones x

$L_u = 4,95\text{m}$ en direcciones y

Cargas

Cabeza de columna

$D = 66,53\text{kN}$

$L = 82,56\text{kN}$

Pie de columna

A las cargas anteriores se adiciona el peso propio de la columna

$PP = 0,25\text{m} \times 0,25\text{m} \times 4,65\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 7,27\text{kN}$

$D = 66,53\text{kN} + 7,27\text{kN} = 73,80\text{kN}$

Combinación de cargas

Carga de servicio

$Q_s = D + L = 73,80\text{kN} + 82,56\text{kN} = 156,36\text{kN}$

Carga última

$$Q = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * 73,80 \text{ kN} + 1,6 * 82,56 \text{ kN} = 220,66 \text{ kN}$$

Determinación de la longitud de pandeo

Análisis en la dirección x-x

Cálculo de la longitud de pandeo alrededor del eje x-x

$$\psi_A = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u} = \frac{25.743 \text{ MPa} * (0,7 * 32.552 \text{ cm}^4)}{465 \text{ cm}}}{\frac{E_v * I_v}{L_v} = \frac{25.743 \text{ MPa} * 96.764 \text{ cm}^4}{400 \text{ cm}}} = 0,20$$

$$\psi_B = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u} = \frac{25.743 \text{ MPa} * (0,7 * 32.552 \text{ cm}^4)}{465 \text{ cm}}}{\frac{E_v * I_v}{L_v} = \frac{25.743 \text{ MPa} * 0}{0}} = \infty$$

Del nomograma se obtiene $k = 0,76$

$$\lambda = \frac{k * L_u}{r} = \frac{0,76 * 465 \text{ cm}}{\frac{25 \text{ cm}}{\sqrt{12}}} = \frac{0,76 * 465 \text{ cm}}{\frac{25 \text{ cm}}{\sqrt{12}}} = 49$$

En la dirección x-x los momentos M1 y M2 se consideran nulos, por lo tanto, la esbeltez límite toma el siguiente valor:

$$\lambda_{lim} = 34 - 12 \frac{M1}{M2} = 34$$

Como $\lambda > \lambda_{lim}$ se debe considerar el pandeo, pero como la esbeltez es menor que 100, se aplica el método de amplificación de momentos.

$$C_m = 0,60 + 0,40 \frac{M1}{M2} \geq 0,40 \Rightarrow C_m = 0,60$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1$$

$$E * I = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

$$E_c = 4.700 * \sqrt{f'c} = 4.700 * \sqrt{30MPa} = 25.743MPa$$

$$I_g = \frac{25^4}{12} = 32.552cm^4$$

$$\beta_d = P_{uD} / P_{uD+L} = \frac{1,2 * 95,10kN}{1,2 * 95,10kN + 1,6 * 73,95kN} = 0,49$$

$$E * I = \frac{0,4 * 25.743 \frac{MN}{m^2} * 32.552cm^4 * \frac{1m^4}{(100cm)^4} * \frac{1000kN}{1MN}}{1 + 0,49} = 2.250kNm^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 2.250kNm^2}{(0,76 * 4,65m)^2} = 1.778kN$$

$$\delta_{ns} = \frac{0,60}{1 - \frac{232,44kN}{0,75 * 1.778kN}} = 0,73 \leq 1$$

No cumple la condición por lo tanto se toma $\delta_{ns} = 1$

Se calcula el momento mínimo

$$M2_{\min} = Pu * (15 + 0,03h) = 232,44kN * (15mm + 0,03 * 250mm) = 5230kNmm = 5,23kNm$$

$$M2 = \delta_{ns} * M2_{\min} = 5,23kNm$$

Análisis en la dirección y-y

Cálculo de la longitud de pandeo alrededor del eje y-y

$$\psi_A = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u}}{\frac{E_v * I_v}{L_v}} = \frac{25.743MPa * (0,7 * 32.552cm^4)}{25.743MPa * \left(\frac{101.198cm^4}{400cm} + \frac{107.325cm^4}{613cm} \right)} = 0,11$$

$$\psi_B = \frac{\frac{E_c * I_c}{L_u}}{\frac{E_v * I_v}{L_v}} = \frac{25.743MPa * (0,7 * 32.552cm^4)}{25.743MPa * 0} = \infty$$

Del nomograma se obtiene $k = 0,73$

$$\lambda = \frac{k * Lu}{r} = \frac{0,73 * 465cm}{\frac{25cm}{\sqrt{12}}} = \frac{0,73 * 465cm}{\frac{25cm}{\sqrt{12}}} = 47$$

En la dirección y-y los momentos M1 y M2 se obtiene de la siguiente forma:

Momento ideal de empotramiento de la viga

$$Me = \frac{qu * Lv^2}{12} = \frac{9,92kN / m * (4m)^2}{12} = 13,23kNm$$

Factores de rigidez

Como no se tiene una columna que continúe en la planta alta, el coeficiente cs es nulo.

$$ci = \frac{Lv * Ii}{hi * Iv} = \frac{400cm * 32552cm^4}{465cm * 276.469cm^4} = 0,101$$

Distribución de momentos

En el apoyo exterior de la viga

$$Mv = Me * \frac{cs + ci}{1 + cs + ci} = 13,23kNm * \frac{0,101}{1 + 0,101} = 1,21kNm$$

En la cabeza de la columna

$$M2 = M3 * \frac{ci}{cs + ci} = M3 * \frac{ci}{ci} = 1,21kNm$$

En el pie de la columna

$$M1 = M2 / 2 = 1,21kNm / 2 = 0,605kNm$$

Los momentos M1 y M2 tiene signos contrarios

Cálculo de esbeltez límite

$$\lambda_{lim} = 34 - 12 \frac{M1}{M2} = 34 = 34 - 12 \frac{-0,605}{1,21} = 40$$

Como $\lambda > \lambda_{lim}$ se debe considerar el pandeo, pero como la esbeltez es menor que 100, se aplica el método de amplificación de momentos.

$$C_m = 0,60 + 0,40 \frac{M1}{M2} \geq 0,40 \Rightarrow C_m = 0,60 + 0,40 \frac{-0,605}{1,21} = 0,40$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1$$

$$E * I = \frac{0,4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

$$E_c = 4.700 * \sqrt{f'c} = 4.700 * \sqrt{30MPa} = 25.743MPa$$

$$I_g = \frac{25^4}{12} = 32.552cm^4$$

$$\beta_d = P_{uD} / P_{uD+L} = \frac{1,2 * 95,10kN}{1,2 * 95,10kN + 1,6 * 73,95kN} = 0,49$$

$$E * I = \frac{0,4 * 25.743 \frac{MN}{m^2} * 32.552cm^4 \frac{1m^4}{(100cm)^4} * \frac{1000kN}{1MN}}{1 + 0,49} = 2.250kNm^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * Lu)^2} = \frac{\pi^2 * 2.250kNm^2}{(0,73 * 4,65m)^2} = 1.927kN$$

$$\delta_{ns} = \frac{0,40}{1 - \frac{232,44kN}{0,75 * 1.927kN}} = 0,48 \leq 1$$

No cumple la condición por lo tanto se toma $\delta_{ns} = 1$

Se calcula el momento mínimo

$$M2_{min} = Pu * (15 + 0,03h) = 232,44kN * (15mm + 0,03 * 250mm) = 5230kNmm = 5,23kNm$$

$$M2 = \delta_{ns} * M2_{min} = 5,23kNm > 1,21kNm$$

Se adopta el momento mínimo, ya que es mayor al momento (M2) calculado.

Se calculará la columna con las siguientes cargas para ambas direcciones

$$Pu = 232,44kN$$

$$Pn = Pu / \phi = 232,44 / 0,65 = 357,6kN$$

$$Mu = 5,23kNm$$

$$M_n = M_u / \phi = 5,32 / 0,65 = 8,18 \text{ kNm}$$

Diagrama de interacción

$$\gamma = \frac{h - 2c_c}{h} = \frac{25 \text{ cm} - 2 * 3,6 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 0,71$$

Utilizo el nomograma para armaduras iguales en sus cuatro lados sometidas a flexión compuesta. El mismo corresponde para una resistencia del hormigón H-30 y $\gamma=0,70$

Para ingresar al nomograma se requieren de los siguientes valores:

Para el eje vertical:

$$\frac{\phi * P_n}{b * h} = \frac{0,23 \text{ MN}}{(0,25 \text{ m})^2} \cong 4 \text{ MPa}$$

Para el eje horizontal:

$$\frac{\phi * M_n}{b * h^2} = \frac{0,005 \text{ MNm}}{(0,25 \text{ m})^3} = 0,32 \text{ MPa}$$

Corresponde cuantía mínima de 0,01, por lo tanto, la sección necesaria de acero será de:

$$A_s = 0,01 * 25 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 6,25 \text{ cm}^2$$

En función del máximo diámetro de las barras longitudinales corresponde adoptar un estriado de 6mm y una separación igual al menor valor entre (ver **Figura VI-21**):

$$12x_{db} = 12 * 1,6 \text{ cm} = 19,2 \text{ cm}$$

$$48x_{d_{be}} = 48 * 0,6 \text{ cm} = 28,8 \text{ cm}$$

Lado menor de la columna = 25cm

Se adopta separación entre los estribos igual a 19cm.

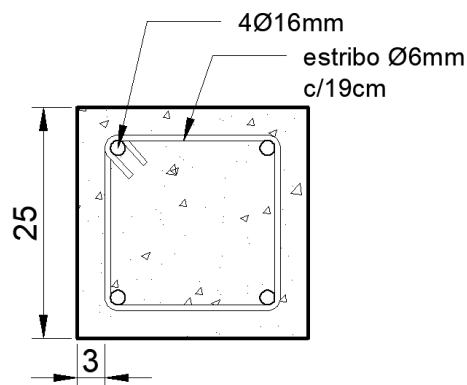


Figura VI-21. Sección de la columna 16.

VI.5. Diseño de fundaciones

VI.5.a. Base cuadrada

Se realizó el dimensionado de la base para la columna 5, la cual, posee la mayor carga del bloque n°1.

Datos

Sección de la columna: 25cmx25cm

Tensión admisible del terreno: $\sigma_{adm} = 42kN / m^2$

Carga de servicio: $q_s = 317,06kN$

Carga última: $P_u = 429,47kN$

Determinación en planta de las dimensiones de la base

$$A_{base} = \frac{q_s}{\sigma_{adm}} = \frac{317kN}{42kN / m^2} = 7,55m^2$$

$$L_x = L_y = \sqrt{A_{base}} = \sqrt{7,55m^2} = 2,75m$$

Características geométricas

$\beta = \text{lado mayor de columna} / \text{lado menor de columna} = 1$

$\alpha_s = 40$

$Y = 1$

$b_x = c_x + 0,05m = 0,25m + 0,05m = 0,30m$

$b_y = c_y + 0,05m = 0,25m + 0,05m = 0,30m$

$$b_{wx} = \frac{5 * b_x + 3 * L_x}{8} = \frac{5 * 0,30m + 3 * 2,75m}{8} = 1,22m$$

$$b_{wy} = \frac{5 * b_y + 3 * L_y}{8} = \frac{5 * 0,30m + 3 * 2,75m}{8} = 1,22m$$

$$K_x = \frac{L_x - c_x}{2} = \frac{2,75m - 0,25m}{2} = 1,25m$$

$$K_y = \frac{L_y - c_y}{2} = \frac{2,75m - 0,25m}{2} = 1,25m$$

$$K_{amin} = \frac{2,8MPa}{0,85f'_c} = \frac{2,8MPa}{0,85 * 30MPa} = 0,11$$

$$m_{nmin} = K_{amin} * \left(1 - \frac{K_{amin}}{2}\right) = 0,11 * \left(1 - \frac{0,11}{2}\right) = 0,104$$

Tensión ficticia de contacto

$$q_u = \frac{Pu}{L_x * L_y} = \frac{429,47kN}{2,75m * 2,75m} = 56,8 \frac{kN}{m^2}$$

Cálculo de los momentos flectores en los bordes de la columna

$$M_{ux} = \frac{q_u * L_y * K_x^2}{2} = \frac{56,8 \frac{kN}{m^2} * 2,75m * (1,25m)^2}{2} = 122kNm$$

$$M_{uy} = \frac{q_u * L_x * K_y^2}{2} = \frac{56,8 \frac{kN}{m^2} * 2,75m * (1,25m)^2}{2} = 122kNm$$

$$M_n = \frac{M_{nx}}{\phi} = \frac{M_{ny}}{\phi} = \frac{122kNm}{0,90} = 135,56kNm$$

Predimensionado de la altura total de la base

$$d_x = \left(\frac{6,5 * M_{nx}}{b_y * f'_c * 1000 \frac{kN}{MN}} \right)^{1/2} = \left(\frac{6,5 * 135,56kNm}{0,30m * 30MPa * 1000 \frac{kN}{MN}} \right)^{1/2} = 0,31m$$

$$dy = \left(\frac{6,5 * Mny}{bx * f'c * 1000 \frac{kN}{MN}} \right)^{1/2} = \left(\frac{6,5 * 135,56 kNm}{0,30m * 30MPa * 1000 \frac{kN}{MN}} \right)^{1/2} = 0,31m$$

Altura para que la base se considere rígida

$$h \geq \frac{L - c}{4} = \frac{275cm - 25cm}{4} = 62,5cm$$

Se adopta como altura total de la base 65cm

Altura del talón

$$h_{talón} = recubrimiento + dbx + dby + 0,15m = 0,05m + 2 * 0,012m + 0,15m = 0,224m \rightarrow 0,25m$$

Verificación al punzonado

$$Pu - qu * Ao \leq \frac{0,75 * \gamma * F * bo * d * \sqrt{f'c} * 1000 \frac{kN}{MN}}{12}$$

$$bo = 2 * (cx + cy) + 4 * d = 2 * (0,25m + 0,25m) + 4 * 0,588m = 3,352m$$

$$Ao = (cx + d) * (cy + d) = (0,25m + 0,588m) * (0,25m + 0,588m) = 0,702m^2$$

F = mínimo entre F1 y F2

$$F_2 = \frac{\alpha s * d}{bo} + 2 = \frac{40 * 0,588m}{3,352m} + 2 = 9,02$$

$$F_1 = 4$$

$$Pu - qu * Ao = 429,47kN - 56,8 \frac{kN}{m^2} * 0,702m^2 = 389,6kN$$

$$\frac{0,75 * \gamma * F * bo * d * \sqrt{f'c} * 1000 \frac{kN}{MN}}{12} = \frac{0,75 * 1 * 4 * 3,352m * 0,588m * \sqrt{30MPa} * 1000 \frac{kN}{MN}}{12} = 2699kN$$

Cumple con el punzonado

Verificación al corte

$$Vux = qu * Ly * (kx - d) \leq \frac{0,75 * bwy * dx * \sqrt{f'c} * 1000 \frac{kN}{MN}}{6}$$

$$V_{uy} = qu * Lx * (ky - d) \leq \frac{0,75 * b_{wx} * dy * \sqrt{f'c} * 1000 \frac{kN}{MN}}{6}$$

$$V_{ux} = qu * Ly * (kx - d) = 56,8 \frac{kN}{m^2} * 2,75m * (1,25m - 0,588m) = 103,4kN$$

$$\frac{0,75 * b_{wy} * dx * \sqrt{f'c} * 1000 \frac{kN}{MN}}{6} = \frac{0,75 * 1,22m * 0,594m * \sqrt{30MPa} * 1000 \frac{kN}{MN}}{6} = 496kN$$

$$V_{uy} = qu * Lx * (ky - d) = 56,8 \frac{kN}{m^2} * 2,75m * (1,25m - 0,588m) = 103,4kN$$

$$\frac{0,75 * b_{wx} * dy * \sqrt{f'c} * 1000 \frac{kN}{MN}}{6} = \frac{0,75 * 1,22m * 0,582m * \sqrt{30MPa} * 1000 \frac{kN}{MN}}{6} = 486kN$$

Según las dimensiones que se adoptó la base verifica al corte.

Dimensionado a flexión

Momentos reducidos

$$m_{nx} = 0,001 \frac{MN}{kN} * \frac{M_{nx}}{0,85 * b_y * d^2 * f'c} = 0,001 \frac{MN}{kN} * \frac{135,56kNm}{0,85 * 0,30m * (0,588m)^2 * 30MPa} = 0,051$$

$$m_{ny} = 0,001 \frac{MN}{kN} * \frac{M_{ny}}{0,85 * b_x * d^2 * f'c} = 0,001 \frac{MN}{kN} * \frac{135,56kNm}{0,85 * 0,30m * (0,588m)^2 * 30MPa} = 0,051$$

$$Z_x = \frac{dx * \left[1 + (1 - 2 * m_{nx})^{1/2} \right]}{2} = \frac{0,594m * \left[1 + (1 - 2 * 0,051)^{1/2} \right]}{2} = 0,578m$$

$$Z_y = \frac{dy * \left[1 + (1 - 2 * m_{ny})^{1/2} \right]}{2} = \frac{0,582m * \left[1 + (1 - 2 * 0,051)^{1/2} \right]}{2} = 0,567m$$

$$A_{sx} = 1000 \frac{mm^2 MN}{m^2 * kN} * \frac{M_{nx}}{Z_x * f_y} = 1000 \frac{mm^2 MN}{m^2 * kN} * \frac{135,56kN}{0,578m * 420MPa} = 558mm^2 = 5,58cm^2$$

$$A_{sy} = 1000 \frac{mm^2 MN}{m^2 * kN} * \frac{M_{ny}}{Z_y * f_y} = 1000 \frac{mm^2 MN}{m^2 * kN} * \frac{135,56kN}{0,567m * 420MPa} = 569mm^2 = 5,59cm^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = \frac{2,8MPa * b * d}{f_y} * \left(10^6 \frac{mm^2}{m^2} \right) = A_{smin} = \frac{2,8MPa * 0,30m * 0,588m}{420MPa} * \left(10^6 \frac{mm^2}{m^2} \right) = 1176mm^2$$

Se adoptó la armadura mínima por ser mayor a la sección calculada. Corresponde a 11 barras de 12mm de diámetro con una sección total de $12,43\text{cm}^2$.

Separación entre armaduras debe ser la menor de entre los siguientes valores:

- $2,5 \cdot \text{espesor de base} = 2,5 \cdot 0,25\text{m} = 0,625\text{m}$
- $25 \cdot d_b = 25 \cdot 1,2\text{cm} = 30\text{cm}$
- 30cm

Se adoptó 25cm de separación entre barras para las direcciones x e y. En la **Figura VI-22** se puede observar las dimensiones de la base.

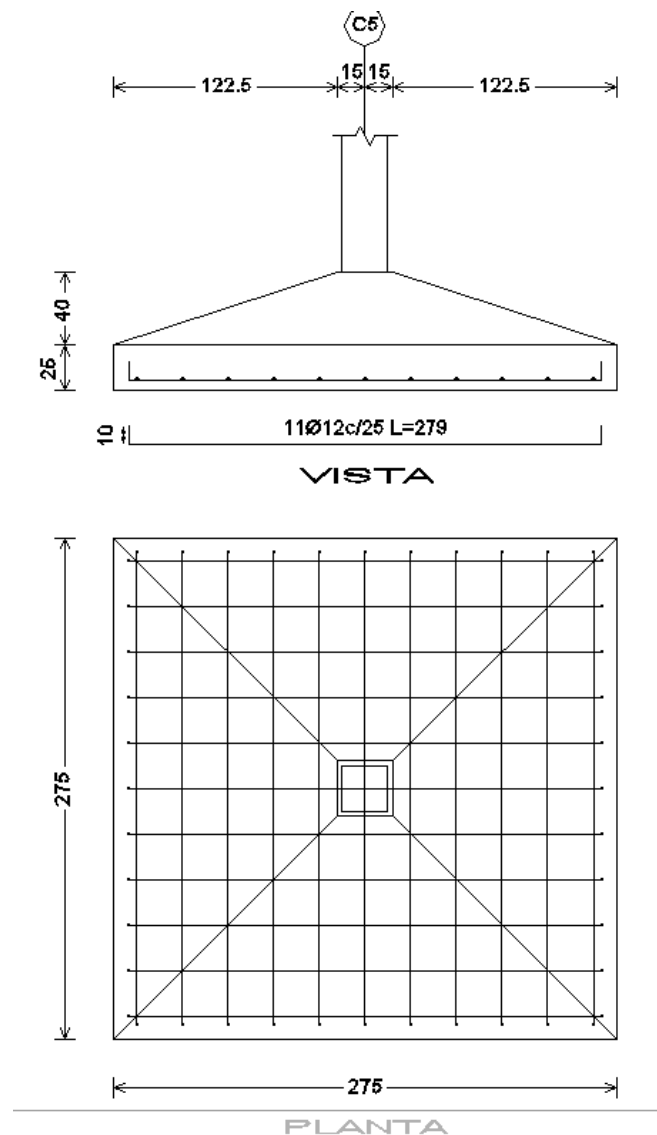


Figura VI-22. Dimensiones de la base.

VI.5.b. Platea de fundación

Se adoptó una fundación de platea tipo rígida para las columnas de la **Tabla VI.23**, debido a la baja capacidad portante de suelo. Las cargas que solicitan a las columnas provienen del tanque de reserva y de la planta alta. Los valores se presentan en la **Tabla VI.23**.

Datos

Tabla VI.23. Datos de las columnas de la platea.

Columna	Hipótesis	Esfuerzos en arranques			Coordenadas	
		N	Nserv	Nu	x	y
		(kN)	(kN)	(kN)	(m)	(m)
C102	Peso propio	151,6	410,4	516,76	0	2,4
	Cargas permanentes	198,1				
	Sobrecarga de uso	60,7				
C103	Peso propio	343,1	1049,7	1330,4	0,13	6,4
	Cargas permanentes	529,7				
	Sobrecarga de uso	176,9				
C104	Peso propio	151,6	410,4	516,76	0	10,4
	Cargas permanentes	198,1				
	Sobrecarga de uso	60,7				
C105	Peso propio	93,5	212,9	262,44	5,6	2,4
	Cargas permanentes	102				
	Sobrecarga de uso	17,4				

C106	Peso propio	220,2	565	701	5,48	6,4
	Cargas permanentes	287,3				
	Sobrecarga de uso	57,5				
C107	Peso propio	93,5	212,9	262,44	5,6	10,4
	Cargas permanentes	102				
	Sobrecarga de uso	17,4				
C108	Peso propio	32,4	63,5	85,28	0	10,67
	Cargas permanentes	8,4				
	Sobrecarga de uso	22,7				
C109	Peso propio	21,3	39,1	52,24	5,6	10,67
	Cargas permanentes	4,5				
	Sobrecarga de uso	13,3				
C110	Peso propio	71,4	168,3	228,92	0	12,8
	Cargas permanentes	29,5				
	Sobrecarga de uso	67,4				
C111	Peso propio	45,4	89,7	119,36	5,6	12,8
	Cargas permanentes	15				
	Sobrecarga de uso	29,3				
C129	Peso propio	71,4	168,3	228,92	0	0
	Cargas permanentes	29,5				
	Sobrecarga de uso	67,4				
C130	Peso propio	45,4	89,7	119,36	5,6	0
	Cargas permanentes	15				

	Sobrecarga de uso	29,3				
C131	Peso propio	32,4	63,5	85,28	0	2,13
	Cargas permanentes	8,4				
	Sobrecarga de uso	22,7				
C132	Peso propio	21,3	39,1	52,24	5,6	2,13
	Cargas permanentes	4,5				
	Sobrecarga de uso	13,3				

Tensión admisible del suelo:

$$\sigma_{\text{adm}} = 42\text{kN/m}^2.$$

Determinación del área necesaria.

Se estima el peso propio de la fundación en un 25 % de las cargas exteriores:

Carga total de las columnas:

$$C_t = 3582,5\text{kN}$$

Carga transmitida al suelo incrementada

$$N = 1,25 * 3.582,5\text{kN} = 4.478\text{kN}$$

Superficie de la platea es igual a la carga incrementada dividida la tensión admisible del suelo.

$$\Omega_{\text{nec}} = N/\sigma_{\text{adm}} = 4.478\text{kN} / 42\text{kN/m}^2 = 106,62\text{m}^2.$$

Se adoptó una platea rectangular de 8m x 13,55m, cuya superficie final es de 108,4m.

Ubicación de la platea.

Para lograr una uniforme distribución de tensiones en el terreno, se hace coincidir el baricentro geométrico de la platea con la resultante de cargas de las columnas. Para ello se tomó como centro de ejes coordenados el baricentro de la columna C129.

La ubicación de la resultante de cargas sobre el eje y se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$e_y = \frac{\sum C_i * y_i}{C_t}$$

Donde C_i corresponde al valor de la carga que transmite la columna i al suelo, y la coordenada y_i es la ubicación geométrica respecto del eje y . en la **Tabla VI.24** se presenta el cálculo de la ubicación del centro.

Para la dirección x la expresión es:

$$e_x = \frac{\sum C_i * x_i}{C_t}$$

Tabla VI.24. Cálculo para la ubicación del baricentro de cargas.

Columna	Carga de servicio	Coordenadas		$C_i * y_i$	$C_i * x_i$
	kN	x (m)	y (m)	kNm	kNm
C102	410,40	0,00	2,40	984,96	0
C103	1049,70	0,13	6,40	6718,08	136,461
C104	410,40	0,00	10,40	4268,16	0
C105	212,90	5,60	2,40	510,96	1192,24
C106	565,00	5,48	6,40	3616	3096,2
C107	212,90	5,60	10,40	2214,16	1192,24
C108	63,50	0,00	10,67	677,545	0
C109	39,10	5,60	10,67	417,197	218,96
C110	168,30	0,00	12,80	2154,24	0
C111	89,70	5,60	12,80	1148,16	502,32
C129	168,30	0,00	0,00	0	0
C130	89,70	5,60	0,00	0	502,32
C131	63,50	0,00	2,13	135,255	0
C132	39,10	5,60	2,13	83,283	218,96

$$e_x = \frac{7.059,7kNm}{3.582,5kN} = 1,97m$$

$$e_y = \frac{22.928kNm}{3.582,5kN} = 6,40m$$

La disposición de la platea se presenta en la Figura VI-23.

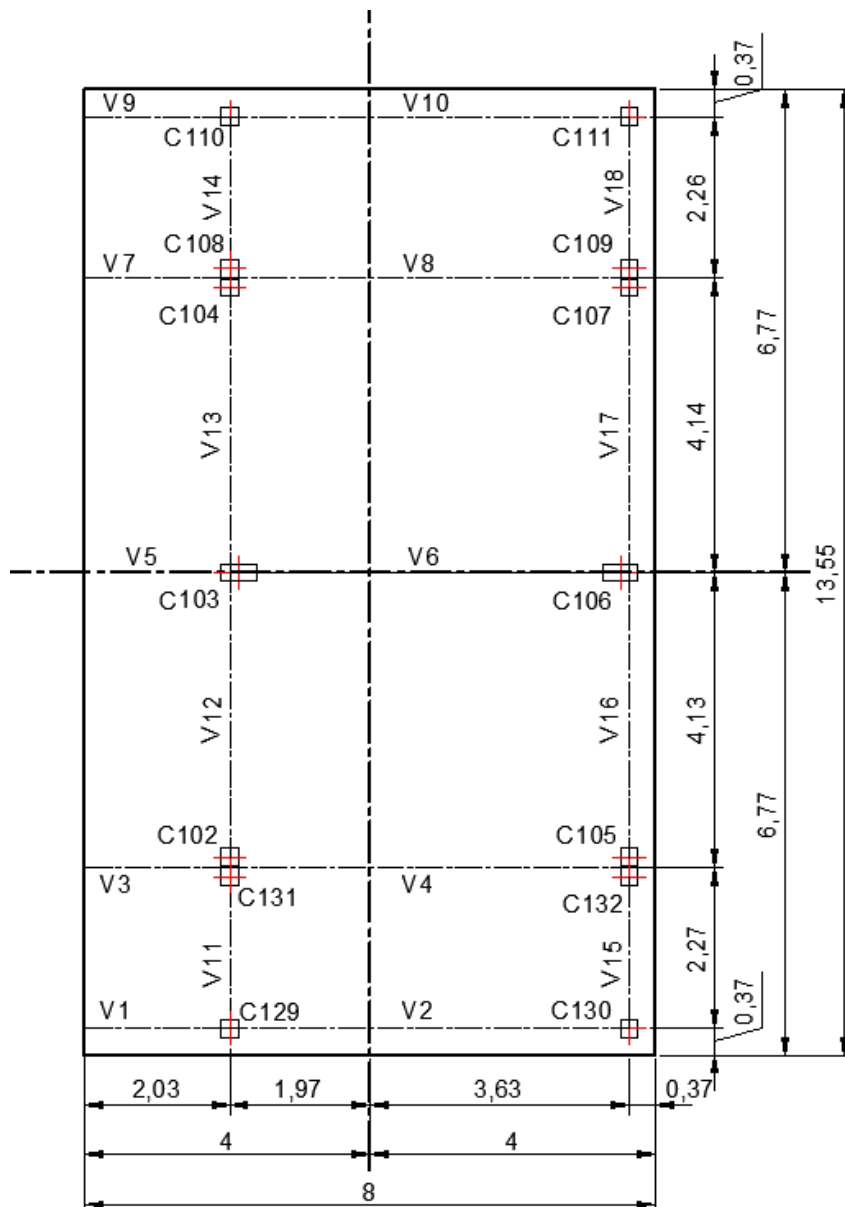


Figura VI-23. Disposición de la platea respecto de las columnas.

Distribución de las tensiones bajo la platea.

Las presiones de contacto debido a las cargas exteriores se obtienen dividiendo la carga que transmite cada columna por su área de influencia (ver Tabla VI.25). En la se observa la ubicación de las áreas de influencia.

Tabla VI.25. Áreas de influencia de la platea.

Áreas de influencia	b	L	Área
	m	m	m ²
A1	4,83	1,00	4,83
A2	3,17	1,00	3,17
A3	4,83	2,87	13,86
A4	3,17	2,87	9,10
A5	4,83	5,80	28,01
A6	3,17	5,80	18,39
A7	4,83	2,87	13,86
A8	3,17	2,87	9,10
A9	4,83	1,00	4,83
A10	3,17	1,00	3,17

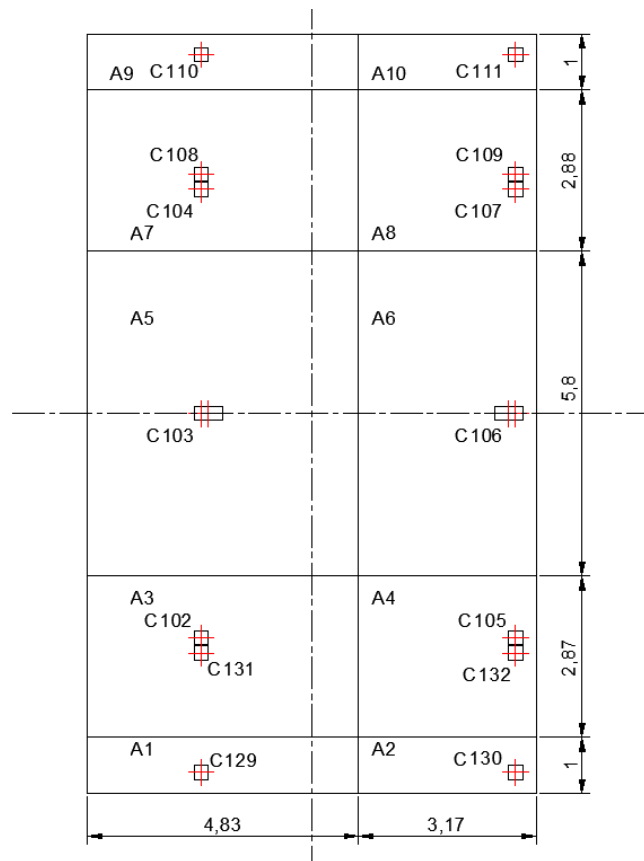


Figura VI-24. Ubicación en planta de las áreas de influencia.

Se adicionó un 25% del peso total transmitida por las columnas al suelo para tener cuenta el peso propio de la platea: $0,25 * 3.582,5\text{kN}/108,4\text{m}^2 = 8,26\text{kN}/\text{m}^2$

En la **Tabla VI.26** se presenta el cálculo de las presiones totales de cada columna sobre su área de influencia.

Tabla VI.26. Presión de cada columna en su área de influencia.

Columna	Carga	Área	Presión	Presión por pp platea	Presión total
	kN	m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
C129	168,30	4,83	34,84	8,26	43,11
C130	89,70	3,17	28,30	8,26	36,56
C102+C131	473,90	13,86	34,19	8,26	42,45
C105+C132	252,00	9,10	27,70	8,26	35,96
C103	1049,70	28,01	37,47	8,26	45,73

C106	565,00	18,39	30,73	8,26	38,99
C104+C108	473,90	13,86	34,19	8,26	42,45
C107+C109	252,00	9,10	27,70	8,26	35,96
C110	168,30	4,83	34,84	8,26	43,11
C111	89,70	3,17	28,30	8,26	36,56

Se incrementa en un 10% la tensión admisible del suelo: $1,10 * \sigma_{tadm} = 1,1 * 42 \text{ kN/m}^2 = 46,2 \text{ kN/m}^2$

Comparando este último valor con los de la columna de Presión total de la **Tabla VI.26**, se observó que es mayor, por lo tanto, se está en buenas condiciones.

Dimensionamiento de la platea

A efectos de su funcionamiento estructural, se adopta la siguiente disposición para la platea (ver Figura VI-25):

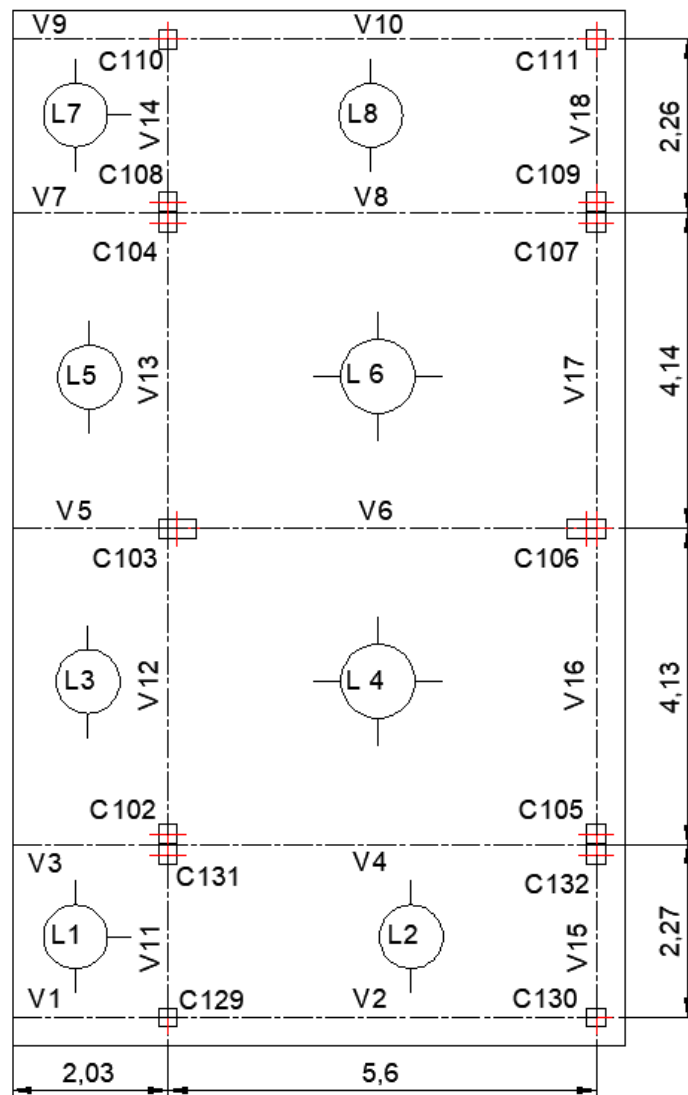


Figura VI-25. Esquema estructural de la platea.

Análisis de cargas en losas

Se simplifica el estado de cargas complejo mediante el promedio de las presiones de contacto. Pero se utilizan las cargas externas combinadas (N_u), para el dimensionado de las losas, según se obtiene de la **Tabla VI.27**.

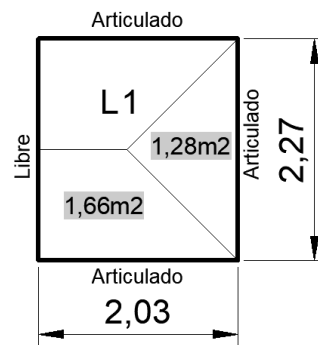
Tabla VI.27. Presión promedio sobre cada losa de la platea.

Losa	Presión	Presión media
	kN/m ²	kN/m ²
1	47,40	45,41
	43,43	
2	47,40	40,77
	37,65	
	43,43	
	34,59	
3	43,43	45,46
	47,49	
4	43,43	40,91
	34,59	
	47,49	
	38,13	
5	47,49	45,46
	43,43	
6	47,49	40,91
	38,13	
	43,43	
	34,59	
7	43,43	45,41
	47,40	
8	43,43	40,77
	47,40	
	37,65	
	34,59	

Solicitaciones en losas

El estado de cargas presenta simetría respecto del eje que cruza por las columnas C103 y C106, al igual que la geometría y las condiciones de borde, por lo tanto, se calcularán solo las losas 1, 2, 3 y 4.

Losa 1 = Losa 7



Relación de lados $\varepsilon = Ly/Lx = 2,03/2,27 = 0,89$

De las tablas correspondientes a coeficientes para el cálculo de esfuerzos en las losas se obtiene mediante interpolación lineal (ver **Tabla VI.28**):

Tabla VI.28. Coeficientes para tramo en losa.

Ly/Lx	m_x	m_y
0,9	15,13	43,86
0,89	15,32	43,78
0,85	16,08	43,48

Momento en tramo

$$M_x = \frac{q * L_x^2}{m_x} = \frac{45,41 \text{ kN/m}^2 * (2,27 \text{ m})^2}{15,32} = 15,27 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = \frac{q * L_x^2}{m_y} = \frac{45,41 \text{ kN/m}^2 * (2,27 \text{ m})^2}{43,78} = 5,34 \text{ kNm/m}$$

Reacciones

$$R_y = 45,41 \text{ kN/m}^2 * 1,28 \text{ m}^2 / 2,27 \text{ m} = 25,61 \text{ kN/m}$$

$$R_x = 45,41 \text{ kN/m}^2 * 1,66 \text{ m}^2 / 2,03 \text{ m} = 37,13 \text{ kN/m}$$

Losa 2 = Losa 8

Se considera simplemente apoyada sobre la viga 2 y empotrada debido a la losa 4



Momento en tramo

$$M_t = \frac{q * L^2}{14,22} = \frac{40,77kN/m^2 * (2,27m)^2}{14,22} = 14,77kNm/m$$

Momento en apoyo

$$M_a = \frac{q * L^2}{8} = \frac{40,77kN/m^2 * (2,27m)^2}{8} = 26,26kNm/m$$

Reacciones

Apoyo empotrado

$$R_{ex} = 40,77kN/m^2 * 6,85m^2 / 5,60m = 49,87kN/m$$

Apoyos articulados

$$R_{ax} = 40,77kN/m^2 * 3,96m^2 / 5,60m = 28,83kN/m$$

$$R_{ay} = 40,77kN/m^2 * 0,94m^2 / 2,27m = 16,88kN/m$$

Losa 3 = Losa 5

Se considera simplemente apoyada sobre las vigas 3 y 4.

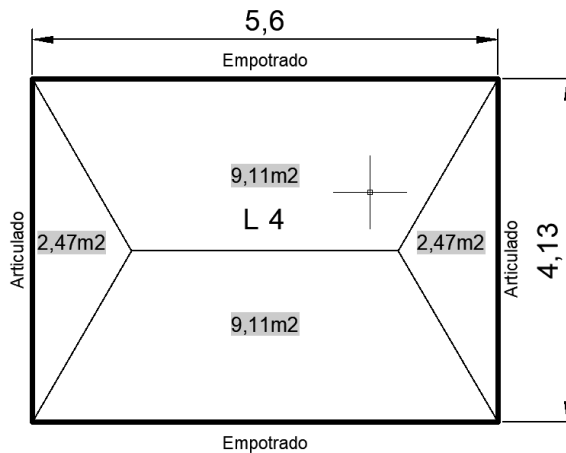
Momento en tramo

$$M_t = \frac{q * L^2}{8} = \frac{45,46kN/m^2 * (4,135m)^2}{8} = 97,16kNm/m$$

Reacciones

$$R_{v3 \text{ y } 4} = q * L / 2 = 45,46kN/m^2 * 4,135m / 2 = 388,64kN/m$$

Losa 4 = Losa 6



Relación de lados $\varepsilon = Ly/Lx = 4,13/5,60 = 0,74$

De las tablas correspondientes a coeficientes para el cálculo de esfuerzos en las losas se obtiene mediante interpolación lineal (ver **Tabla VI.29**):

Tabla VI.29. Coeficientes para momentos de tramo y apoyo en losa.

Ly/Lx	m_{xe}	m_x	m_y
0,75	-10,45	31,25	26,74
0,74	-10,34	31,27	25,92
0,7	-9,89	31,35	22,62

Momento en tramo

$$M_x = \frac{q * L_y^2}{m_x} = \frac{40,91kN/m^2 * (4,13m)^2}{31,27} = 22,32kNm/m$$

$$M_y = \frac{q * L_y^2}{m_y} = \frac{40,91kN/m^2 * (4,13m)^2}{25,92} = 26,92kNm/m$$

Momento en apoyo

$$M_{xe} = \frac{q * L_y^2}{m_{xe}} = \frac{40,91kN/m^2 * (4,13m)^2}{-10,34} = -67,48kNm/m$$

Reacciones

Apoyo empotrado

$$R_{ex} = 40,91kN/m^2 * 9,11m^2 / 5,60m = 66,55kN/m$$

Apoyos articulados

$$R_{ay} = 40,91 \text{ kN/m}^2 * 2,47 \text{ m}^2 / 4,13 \text{ m} = 24,47 \text{ kN/m}$$

Compensación de momentos de tramo y apoyo

Para el apoyo colindante con la losa 2, se tomará como momento de apoyo, el correspondiente a la mencionada losa. La diferencia se compensará en el tramo de la losa 4, según el siguiente cálculo.

$$\text{Momento de apoyo} = 26,26 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Momento para redistribuir (Mr)} = 67,48 \text{ kNm/m} - 26,26 \text{ kNm/m} = 41,22 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Relación de lados } \varepsilon = L_x/L_y = 5,60/4,13 = 1,36$$

Coefficiente de redistribución obtenido mediante interpolación lineal.

Tabla VI.30. Coeficientes de redistribución de momentos.

L_y/L_x	γ_{xm}	γ_{ym}	γ_x
1,4	0,113	0,093	-0,302
1,36	0,11	0,10	-0,29
1,3	0,098	0,1	-0,279

$$M_x = \gamma_{xm} * M_r = 0,11 * 41,22 \text{ kNm/m} = 4,53 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = \gamma_{ym} * M_r = 0,10 * 41,22 \text{ kNm/m} = 4,12 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xe} = \gamma_x * M_r = -0,29 * 41,22 \text{ kNm/m} = -4,53 \text{ kNm/m}$$

Momentos compensados en tramo

$$M_x = 22,32 \text{ kNm/m} + 4,53 \text{ kNm/m} = 26,85 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 26,92 \text{ kNm/m} + 4,12 \text{ kNm/m} = 31,04 \text{ kNm/m}$$

Momentos de empotramiento

$$M_{xe1} = -67,48 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xe2} = -26,26 \text{ kNm/m}$$

Análisis de cargas en vigas

Viga 1 = Viga 9

$$Q = 37,13\text{kN/m} + 45,41\text{kN/m}^2 * 2,03\text{m} * 0,375\text{m} = 71,70\text{kN/m}$$

Viga 2 = Viga 10

$$Q = 28,83\text{kN/m} + 40,77\text{kN/m}^2 * 5,60\text{m} * 0,375\text{m} = 114,45\text{kN/m}$$

Viga 3 = Viga 7

$$Q = 37,13\text{kN/m} + 45,46\text{kN/m}^2 * 2,06\text{m}^2 / 2,03\text{m} = 83,26\text{kN/m}$$

Viga 4 = Viga 8

$$Q = 49,87\text{kN/m} + 66,55\text{kN/m} = 116,42\text{kN/m}$$

Viga 5

$$Q = 46,13\text{kN/m} * 2 = 92,26\text{kN/m}$$

Viga 6

$$Q = 66,55\text{kN/m} * 2 = 133,1\text{kN/m}$$

Viga 11 = Viga 14

$$Q = 25,61\text{kN/m} + 16,88\text{kN/m} = 42,49\text{kN/m}$$

Viga 12 = Viga 13

$$Q = 24,47\text{kN/m} + 45,46\text{kN/m}^2 * 4,27\text{m}^2 / 4,13\text{m} = 71,47\text{kN/m}$$

Viga 15 = Viga 18

$$Q = 16,88\text{kN/m} + 40,77\text{kN/m}^2 * 2,64\text{m} * 0,37\text{m} = 56,70\text{kN/m}$$

Viga 16 = Viga 17

$$Q = 24,47\text{kN/m} + 40,91\text{kN/m}^2 * 4,13\text{m} * 0,37\text{m} = 86,98\text{kN/m}$$

Dimensionamiento de losas.

Se adopta las siguientes características geométricas y de materiales para la losa de platea.

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d_x = 24 \text{ cm}$$

$$d_y = 25 \text{ cm}$$

Hormigón H-30

Acero ADN-ADM 420.

Se dimensionarán las losas 3 y 4 por ser las más solicitadas:

Losa 3

$$Mu = 97,16kNm/m$$

$$Mn = Mu/\phi = 97,16kNm/m/0,90 = 107,96kNm/m = 0,108MNm/m$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{b}}} = \frac{0,25m}{\sqrt{\frac{0,108MNm/m}{1m}}} = 0,761 \rightarrow K_e = 24,766$$

$$A_s = K_e * \frac{Mn}{d} = 24,766 * \frac{0,108kNm/m}{0,25m} = 10,70 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta Ø12mm cada 10cm que cubren 11,31cm²/m.

Fisuración

$$Fs \text{ (tensión de servicio)} = fy/1,50 = 280MPa$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{fs} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{fs} - 2,5 * 25mm = 317,5mm \\ 300 * \frac{280}{fs} = 300 * \frac{280}{280} = 300mm \end{cases}$$

Como la mayor separación de barras es de 10cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Armadura por contracción y temperatura

En la dirección perpendicular se coloca armadura mínima para evitar fenómenos por contracción y temperatura

$$Asmin = \rho_{min} * b * h = 0,0018 * 100cm * 30cm = 5,4 \frac{cm^2}{m}$$

El máximo espaciamiento de la armadura de repartición y control de fisuración es 3 veces el espesor de la losa o 30cm, el que sea menor:

$$Smáx = 3 * 15cm = 45cm$$

$$Smáx = 30cm$$

Se adopta $\emptyset 10\text{mm}$ cada 15cm que cubren $5,24\text{cm}^2/\text{m}$.

Verificación al corte

Se realizará sobre la losa 3 por tener la mayor reacción de apoyo.

$$V_u = R - q * (b_0/2 + d) = 388,64\text{kN/m} - 45,46\text{kN/m}^2 * (0,25\text{m}/2 + 0,25\text{m}) = 371,59\text{kN/m}$$

$$V_n = V_u / \emptyset = 371,59\text{kN/m} / 0,75 = 495,46\text{kN/m}$$

$$\tau_n = \frac{V_n}{b_w * d} = \frac{0,495\text{MN}}{1,00\text{m} * 0,25\text{m}} = 1,95\text{MPa}$$

$$\tau_{lim} = \frac{5}{6} \sqrt{f'c} = \frac{5}{6} \sqrt{30\text{MPa}} = 4,56\text{MPa}$$

$$\tau_n < \tau_{lim} \therefore \text{buenas condiciones}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * b_w * d = \frac{1}{6} \sqrt{30\text{MPa}} * 1,00\text{m} * 0,25\text{m} = 0,23\text{MN} = 228\text{kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 495,46\text{kN} - 228,22\text{kN} = 267,24\text{kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} 10^4 = \frac{0,267\text{MN}}{420\text{MPa} * 0,25\text{m}} 10^4 = 25,45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = \frac{A_v}{6,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = \frac{6 * \frac{\pi * (0,8\text{cm})^2}{4}}{25,45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 0,12\text{m}$$

Se adopta un estribo de 8mm diámetro cada 12cm de separación.

Losa 4

Tramo en dirección y-y

$$M_u = 26,92\text{kNm/m}$$

$$M_n = M_u / \emptyset = 26,92\text{kNm/m} / 0,90 = 29,91\text{kNm/m} = 0,03\text{MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,25\text{m}}{\sqrt{\frac{0,03\text{MNm/m}}{1\text{m}}}} = 1,44 \rightarrow K_e = 24,301$$

$$A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 * \frac{0,03\text{kNm/m}}{0,25\text{m}} = 2,92 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se adopta $\emptyset 12\text{mm}$ cada 20cm que cubren $5,66\text{cm}^2/\text{m}$ por cuantía mínima.

Tramo en dirección x-x

$$M_u = 22,32\text{kNm/m}$$

$$M_n = M_u/\phi = 22,32\text{kNm/m}/0,90 = 24,8\text{kNm/m} = 0,025\text{MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,24\text{m}}{\sqrt{\frac{0,025\text{MNm/m}}{1\text{m}}}} = 1,52 \rightarrow K_e = 24,301$$

$$A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 * \frac{0,025\text{kNm/m}}{0,24\text{m}} = 2,53 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se adopta $\emptyset 12\text{mm}$ cada 20cm que cubren $5,66\text{cm}^2/\text{m}$ por cuantía mínima.

Fisuración

$$f_s \text{ (tensión de servicio)} = f_y/1,50 = 280\text{MPa}$$

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_s = 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * 25\text{mm} = 317,5\text{mm} \\ 300 * \frac{280}{f_s} = 300 * \frac{280}{280} = 300\text{mm} \end{cases}$$

Como la mayor separación de barras es de 20cm se considera cumplida la condición de fisuración.

Armadura por contracción y temperatura

En la dirección perpendicular se coloca armadura mínima para evitar fenómenos por contracción y temperatura.

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * h = 0,0018 * 100\text{cm} * 30\text{cm} = 5,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El máximo espaciamiento de la armadura de repartición y control de fisuración es 3 veces el espesor de la losa o 30cm, el que sea menor:

$$s_{\text{máx}} = 3 * 15\text{cm} = 45\text{cm}$$

$$s_{\text{máx}} = 30\text{cm}$$

La armadura adoptada fue por cuantía mínima.

Apoyo en dirección y-y

$$M_u = 67,48\text{kNm/m}$$

$$M_n = M_u/\phi = 67,48\text{kNm/m}/0,90 = 74,98\text{kNm/m} = 0,075\text{MNm/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{b}}} = \frac{0,25m}{\sqrt{\frac{0,075MNm/m}{1m}}} = 0,913 \rightarrow K_e = 24,766$$

$$A_s = K_e * \frac{Mn}{d} = 24,766 * \frac{0,075kNm/m}{0,25m} = 7,43 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta Ø12mm cada 15cm que cubren 7,54cm²/m.

Dimensionamiento de vigas:

Se adopta:

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

Hormigón H-30

Acero ADN-ADM 420.

Se dimensionará las vigas 5 y 6 por ser las más solicitadas.

Viga 5 (apoyo)

$$M_u = 92,26kN/m * (2,15m - 0,25m)^2 / 2 = 166,53kNm$$

$$M_n = M_u / 0,90 = 1,85kNm$$

Reacciones sobre columnas

$$RC103 + RC106 = 133,1kN * 5,35m + 92,26kN * 2,15m = 910,44kN$$

Sumatoria de momento respect de la columna C106 = 0

$$(92,26kN * 2,15m) * (2,15m/2 + 5,35m) + 133,1kN * 5,35m/2 - RC103 * 5,25m = 0$$

$$1630,5 - RC103 * 5,25m = 0$$

$$RC103 = 1630,5 / 5,25 = 310,57$$

$$RC106 = 910,44kN - 310,57kN = 599,87kN$$

Viga 6 (tramo)

$$M_u = 222,67 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u / 0,90 = 247,41 \text{ kNm}$$

Armadura de apoyo

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,75 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,185 \text{ MNm/m}}{0,30 \text{ m}}}} = 0,826 \rightarrow K_e = 24,766$$

$$A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,766 * \frac{0,185 \text{ kNm/m}}{0,30 \text{ m}} = 10,94 \text{ cm}^2$$

Se adopta 2Ø16mm + 1Ø25mm + 4Ø8mm que cubren 10,94cm²/m.

Armadura de tramo

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,75 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,247 \text{ MNm/m}}{0,30 \text{ m}}}} = 0,826 \rightarrow K_e = 24,766$$

$$A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,766 * \frac{0,247 \text{ kNm/m}}{0,30 \text{ m}} = 20,39 \text{ cm}^2$$

Se adopta 3Ø25mm + 3Ø16mm que cubren 20,76cm²/m.

Dimensionado al corte en viga 5

$$V_n = 92,26 \text{ kN/m} * (2,15 \text{ m} - 0,25 - 0,75) = 106,10 \text{ kN} / 0,75 = 141,46 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} * 0,30 \text{ m} * 0,75 \text{ m} = 0,205 \text{ MN} = 205,40 \text{ kN}$$

Como el esfuerzo de corte que puede soportar el hormigón es mayor al solicitado por las cargas externas, se adopta estriado mínimo de Ø8mm cada 30cm.

Dimensionado al corte en viga 6

Izquierda = derecha

$$V_n = (376\text{kN} - 133,1\text{kN/m} \cdot 0,75\text{m}) / 0,75 = 368\text{kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{30\text{MPa}} \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,75\text{m} = 0,205\text{MN} = 205,40\text{kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 368\text{kN} - 205\text{kN} = 163\text{kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} \cdot 10^4 = \frac{0,163\text{MN}}{420\text{MPa} \cdot 0,75\text{m}} \cdot 10^4 = 5,17 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = \frac{A_v}{5,17 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = \frac{2 \cdot \frac{\pi \cdot (0,8\text{cm})^2}{4}}{5,17 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 0,19\text{m}$$

Se adopta un estribo de 8mm diámetro cada 15cm de separación.

Se adopta para las restantes vigas las mismas dimensiones y armaduras.

VI.6. Determinación de número de plataformas – dársenas de colectivos necesarias

La determinación del número de plataformas con que va contar la estación terminal de ómnibus es de gran importancia, debido a que allí queda definido el nivel de inversión necesario para el proyecto.

Establecer el número de plataformas o dársenas, es determinar indirectamente la longitud de la terminal necesaria para efectuar las operaciones diarias.

El número de dársenas de colectivos será determinado mediante la teoría de colas de espera como se define a continuación:

Cálculo mediante la teoría de colas de espera

Para la determinación del número de plataformas con que contará la nueva estación terminal se considera a ésta como un sistema al cual llegan las unidades según una función de arribos de colectivos y son atendidos según una función de servicios.

Si el número de andenes es excesivo, existirán lugares sin ser ocupados lo cual resultaría antieconómico. Si en cambio, el número de sitios es insuficiente para atender a los ómnibus que ingresan a la terminal, se generarían colas de espera y se generarían pérdidas en el servicio. Por estos motivos debe encontrarse un equilibrio entre el costo de un servicio y el costo de la espera de dicho servicio.

Previamente al desarrollo del cálculo se debe tener en cuenta las siguientes definiciones:

- ✓ **N:** número de plataformas en la estación terminal
- ✓ **n:** número total de coches que arriban en el período considerado. En este caso será el número de colectivos de diseño, es decir 643 colectivos/día.
- ✓ **d:** días laborables por año. En este caso se considera a “d” como la cantidad de horas pico en el día.
- ✓ **λ :** frecuencia promedio de llegadas = **n/d**. Está definida por la función de Poisson, que indica que los ómnibus llegan al azar.
- ✓ **tb: tiempo de servicio:** es el tiempo a partir del cual le asignan una dársena a un coche. Por definición es el tiempo que transcurre entre iguales fases de operación de dos unidades que sucesiva e ininterrumpidamente ocupan la misma dársena.
- ✓ **Tb: período de servicio:** es el valor medio de los tiempos de servicio (minutos/coche).
- ✓ **tba: tiempo de servicio activo:** es el empleado en el embarque y desembarque de los pasajeros al ómnibus. Se estima que serán 10 minutos aproximadamente.
- ✓ **μ : intensidad de servicio:** es el número medio de ómnibus servidos por unidad de tiempo en una dársena (coches/día)

$$\mu = \frac{1}{Tb} = \frac{\text{coches}}{\text{día}}$$

- ✓ ρ : **tasa de ocupación**: (adimensional), mide la proporción de plataformas ocupadas. Es el parámetro fundamental de la teoría de Colas, ya que la mayoría de los resultados no dependen de μ o de λ sino de su relación. De esta relación puede deducirse una expresión simplificada para determinar N.

$$\rho = \frac{\lambda}{N * \mu} \rightarrow N = \frac{\lambda}{\rho * \mu} = \text{darsenas}$$

- ✓ **Q**: es la capacidad de la terminal, y es la cantidad de ómnibus que pueden pasar en un lapso dado.

$$Q = N * \rho * \left(j * \frac{tba}{tb} \right) * d$$

Donde:

N = número de puestos de arribo

d: días laborables por año. Se considera a “d” como la cantidad de horas pico en el día.

tba = tiempo de servicio activo

tb = tiempo de servicio

j = rendimiento real

j' = rendimiento efectivo

$$j' = j * \frac{tba}{tb}$$

Por ende, para el desarrollo del cálculo se necesita conocer los siguientes datos:

- **Determinación del tiempo de servicio “tb”:**

- Según los relevamientos registrados en el transcurso de este año, el número de unidades promedio por día es de 335 coches/día.
- Actualmente la estación terminal cuenta con 17 plataformas, 4 de las cuales, según la oficina de informes de la terminal, están destinadas a los servicios de turismo y al servicio interurbano Chaco-Corrientes. Por lo tanto, se consideran 13 dársenas en condiciones de operación para ómnibus de media y larga distancia.

$$\therefore \frac{335 \text{ coches/día}}{13 \text{ plataformas}} = 25,76 \cong 26 \frac{\text{coches}}{\text{plataf * día}}$$

- Por ser un servicio público ininterrumpido, su funcionamiento son las 24h del día, los 365 días del año. Sin embargo, los horarios de mayor movimiento de pasajeros son de 6:00h 10:00h y de 16:00h a 20:00h, lo que suman un total de 8h en los cuales las plataformas se encuentran más solicitadas.

$$\therefore \frac{26 \text{ coches}}{\text{plataf} * \text{día}} * \frac{1 \text{ día}}{8 \text{ hs}} = 3,25 \cong 4 \frac{\text{coches}}{\text{plataf} * \text{hora}}$$

Esto representa un tiempo de servicio (tb) de 15 minutos, valor constatado con el censo realizado para conocer el tiempo promedio de operación de colectivos.

A. Número de plataformas según la tasa de ocupación (ρ)

- De la proyección a futuro realizada en el punto VI.7.b se obtuvo que el número de ómnibus de diseño es de 643 colectivos/día.
- Tiempo de servicio antes calculado (tb): 15 minutos
- Tiempo de servicio activo (tba): 10 minutos
- Periodo de servicio: Tb: 15 minutos/coche
- Frecuencia promedio de llegadas:

$$\lambda = \frac{n}{\text{día}} = \frac{643 \text{ colectivos/día}}{\frac{8 \text{ hs}}{\text{día}} * 60 \frac{\text{min}}{\text{hs}}} = 1,34 \text{ coches/ minutos}$$

- Intensidad del servicio por plataforma:

$$\mu = \frac{1}{Tb} = \frac{1}{15 \text{ min/coche}} = 0,066 \text{ coches/ minutos}$$

- Considerando una tasa de ocupación (ρ) del 100%, es decir suponiendo que las plataformas se encuentren trabajando en su máxima capacidad de servicio en horario pico, se tiene:

$$\rho = \frac{\lambda}{\mu * N}; \text{ despejando el número de dársenas } N$$

$$N = \frac{\lambda}{\rho * \mu} = \frac{1,34}{1,00 * 0,066 \text{ coches/min}} = 20,31 = 21 \text{ dársenas}$$

B. Número de plataformas según la capacidad de la terminal

Calculando la capacidad de la estación terminal, siendo esta la cantidad de ómnibus que pueden arribar a la misma en un lapso dado se tiene:

$$Q = N * \rho * \left(j * \frac{tba}{tb} \right) * d \geq Nd$$

Donde:

N: número de plataformas

tba: tiempo de servicio activo

tb: tiempo de servicio

j: rendimiento real

$\left(j * \frac{tba}{tb} \right)$: Rendimiento efectivo

Con los resultados antes obtenidos y las condiciones de servicio calculados, se procede a determinar la capacidad de la estación terminal:

$$Q = N * \rho * \left(j * \frac{tba}{tb} \right) * d = 21 \text{ plat. } 1,00 * \left(\frac{1 \text{colect.}}{15 \text{ min}} * \frac{10 \text{min}}{15 \text{min}} \right) * \frac{480 \text{min}}{1 \text{día}}$$

$$= \frac{448 \text{ coches}}{\text{día}}$$

Resultando en malas condiciones ya que $Nc_{(diseño)} = 643 \text{ coches/día}$

Por tal motivo realizando una aproximación por tanteos se determina que son necesarias 30 plataformas.

$$Q = 30 \text{ plat. } 1,00 * \left(\frac{1 \text{coche}}{15 \text{ min}} * \frac{10 \text{min}}{15 \text{min}} \right) * \frac{480 \text{min}}{1 \text{día}} = \frac{640 \text{ coches}}{\text{día}}$$

$\therefore Nd = 30 \text{ plataformas}$

Verificación de los resultados. Validación del método.

Para la validación del método empleado se procede a comprobar los datos antes calculados, con los valores de la actual terminal de ómnibus.

Análogamente a los cálculos anteriores, se tiene:

A. Número de plataformas según la tasa de ocupación (ρ)

$$\lambda = \frac{n}{\text{día}} = \frac{335 \text{ coches/día}}{\frac{8 \text{hs}}{\text{día}} * 60 \frac{\text{min}}{\text{hs}}} = 0,70 \text{ coches/ minutos}$$

$$\rho = \frac{\lambda}{\mu * N} \Rightarrow N = \frac{\lambda}{\rho * \mu}$$

$$N = \frac{\lambda}{\rho * \mu} = \frac{0,70}{1,00 * 0,066 \text{coches}/\text{min}} = 10,6 = 11 \text{ plataformas}$$

Como se dijo anteriormente, si bien existen 17 plataformas, 4 de las cuales están destinadas a los servicios de turismo y al servicio interurbano Chaco-Corrientes, 13 plataformas están destinadas para los servicios de viajes de media y larga distancia. Por lo tanto, el método se ajusta en un 85 % a los valores calculados.

B. Número de plataformas según la capacidad de la terminal

De la expresión matemática de capacidad de la estación terminal se obtiene el rendimiento real de la misma.

$$Q = N * \rho * \left(j * \frac{tba}{tb} \right) * d \geq Nd$$

$$\therefore \rho \geq \frac{Nd}{N * \left(j * \frac{tba}{tb} \right) * d}$$

$$\rho \cong \left(\frac{335 \frac{\text{coches}}{\text{día}}}{13 * \left(\frac{1 \text{coche}}{15 \text{min}} * \frac{10 \text{min}}{15 \text{min}} \right) * 480 \frac{\text{min}}{\text{día}}} \right) * 100 \cong 121\%$$

Considerando el rendimiento real de la estación terminal en el cálculo de las plataformas de embarque, puede observarse que se encuentra trabajando el 121% de su capacidad en el periodo de 8 horas de mayor movimiento de pasajeros. De esta manera se llega a la conclusión que la cantidad de dársenas resulta insuficiente y en los periodos de mayor demande se utilizan también las dársenas de las empresas de turismo, que además no cuentan con una protección ente las inclemencias climáticas.

Es por todo esto que se propone un diseño con un número de dársena mayor, adoptándose para el mismo un total de 30 dársenas de colectivos.

$$N_{\text{diseño}} = 30 \text{ dársenas}$$

Cálculo de equipamientos

Para el dimensionamiento de las áreas operativas mínimas necesarias para que la estación terminal preste un servicio cómodo y eficiente a los usuarios, es necesario determinar como primera medida, **un número de pasajeros diarios**. Este valor se obtiene en función del número de colectivos de diseño y un valor promedio de 50 pasajeros por cada unidad.

Las horas de mayor flujo de colectivos en la ETOR son desde las 08:00 h a las 10:00 h y desde las 19:00 h a las 21 h (ver capítulo 2), y se estima que las horas de mayor flujo de personas son desde las 7:00 h a las 11:00 h y desde las 18:00 h hasta las 22:00 h completando un total de 6 h pico a lo largo del día.

Cabe aclarar que el número de pasajeros por coche es considerado teniendo en cuenta que: primero, en la República Argentina se utilizan colectivos de doble piso y segundo, según si estos son cama, semicama o semicama ejecutivo disponen de 49, 58 y 38 pasajeros respectivamente.

Estos últimos valores pueden variar, aunque muy poco, dependiendo de la empresa que se trate.

Por lo tanto, se adopta como número de pasajeros por coche: 40 pasajeros/coche, considerando por un lado que el 100% de los colectivos que arriban a la estación terminal no se encuentran 100% llenos y por otro lado la variación de capacidad entre 38 y 58 pasajeros que se mencionó anteriormente.

$$N^{\circ}pasajeros_{(diarios)} = N^{\circ} \frac{coches}{día} * 40 \frac{pasajeros}{coche}$$

$$N^{\circ}pasajeros_{(diarios)} = 643 \frac{coches}{día} * 40 \frac{pasajeros}{coche} = 25.720 \frac{pasajeros}{día}$$

VI.7. Dimensionamiento del paquete estructural de las dársenas de colectivos

El presente informe detalla el procedimiento para el diseño y dimensionamiento del paquete estructural de las dársenas de colectivos y el pavimento de circulación interna de los mismos dentro de la estación terminal de ómnibus.

El cálculo del paquete estructural se realizará en base a la cantidad de vehículos pesados (colectivos) que transitan y su correspondiente proyección a futuro.

El diseño de un pavimento involucra varios aspectos importantes, como ser: el estudio de suelo de la fundación, los materiales componentes, el comportamiento bajo las distintas cargas de tránsito y finalmente el dimensionamiento para que pueda soportarlas en condiciones previstas de servicio.

En el caso particular de pavimentos rígidos, como es el nuestro, su diseño estará supeditado a las pautas y especificaciones que establece el MDCPH (Manual de Diseño

y Cálculo de Pavimentos de Hormigón) del ICPA (Instituto de Cemento Portland Argentino).

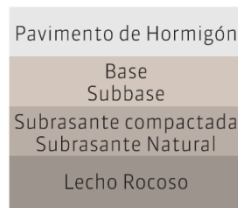


Figura VI-26. Paquete estructural de pavimento rígido.

VI.7.a. Análisis

El paquete estructural tanto de las dársenas como de la playa de recorrido de los colectivos dentro de la estación terminal se diseña para una vida útil de 20 años, con la tasa de crecimiento recomendada por la DNV de 3%. (Ver capítulo II-34)

VI.7.b. Calculo del TMDA

De manera informativa, se puede decir que el servicio funciona las 24:00h del día, los 365 días del año y que hay horarios en los que la frecuencia de colectivos es mayor que en el resto del día:

Franja de mayor tránsito → de: 08:00 a 9:00 h → 24 colectivos en 1 hora.

Franja de menor tránsito → de: 02:00 a 4:00 h → 3 colectivos en 2 horas.

(Ver Figura II-15)

Con el fin de obtener el valor del $TMDA_{diseño}$ correspondiente al tránsito diario de colectivos que circulará dentro de la playa de la terminal, se considera, en primera instancia el valor diario de colectivos que actualmente ingresan y circulan dentro de la misma, y en segunda instancia, a dicho valor, se lo proyecta según la tasa de crecimiento estimada a 20 años, determinando así el TMDA de cálculo:

- **Volumen diario actual de colectivos = 335 colectivos/día**

Se consideró un valor promedio correspondiente a un día tipo, definiéndose a día tipo como un día laboral no feriado, ni fin de semana.

- **Tasa de crecimiento = 3%**

Se utiliza la tasa de crecimiento recomendada por la DNV (Ver capítulo II-34).

- **TMDA de diseño:**

Para calcular el $TMDA_{\text{diseño}}$ se utiliza la siguiente fórmula de proyección de tránsito:

$$TMDA_{\text{final}} = TMDA_{\text{inicial}} * (1 + r)^n$$

Donde;

$TMDA_{\text{final}}$ = TMDA correspondiente al fin de la vida útil

$TMDA_{\text{inicial}}$ = TMDA correspondiente al inicio de la vida útil

n= años = 20 años

r= tasa de crecimiento = 3%

Entonces;

- ✓ **TMDA actual (Año 2017) = 335 colectivos/día**

- ✓ **TMDA inauguración de la obra (Año 2019):**

$$TMDA_{\text{inauguración de la obra (Año 2019)}} = 335 \text{ colectivos/día} * (1 + 3/100)^2$$

$$TMDA_{\text{Año 2019}} = 356 \text{ colectivos/día}$$

- ✓ **TMDA fin de vida útil (Año 2039) =**

$$TMDA_{\text{fin de vida útil (Año 2039)}} = 356 \text{ colectivos/día} * (1 + 3/100)^{20}$$

$$TMDA_{\text{Año 2039}} = 643 \text{ colectivos/día}$$

Por lo tanto:

TMDA diseño = 643 colectivos/día

Aquí, es menester realizar una aclaración respecto de los conceptos de TMDA derivado, TMDA inducido y TMDA generado que habitualmente se tienen en cuenta para la determinación de un tránsito futuro en cálculos viales. Definiendo los conceptos:

- ✓ **TMDA derivado:** es aquel que deja de utilizar otras alternativas de rutas para realizar la ruta de proyecto. Se considera igual a cero para esta obra.

- ✓ **TMDA inducido:** es aquel que se produce por viajes motivados por la mejora planteada por el proyecto y que en caso de no existir ésta, los viajes no se realizarían. Se considera igual a cero para esta obra.
- ✓ **TMDA generado:** es aquel que se produce por efecto de la mejora. Por ejemplo, se generan asentamientos industriales, agropecuarios, subdivisión de tierra, etc. Se considera igual a cero para esta obra.

Comprendido entonces los conceptos anteriores, se concluye que estos valores no serán tenidos en cuenta para la estimación de tránsito futuro de colectivos en el diseño del paquete estructural de la estación terminal de ómnibus.

VI.7.c. Estudio de tránsito

La cantidad y carga de ejes pesados que actúan durante el periodo de diseño, son los que en mayor medida afectan el desempeño del pavimento, por lo que resultan parámetros importantes a estudiar durante la etapa de diseño. Estos dos factores antes mencionados están estrechamente relacionados con: el TMDA de ómnibus, la proyección del tránsito durante el periodo de diseño y las cargas por eje de los mismos.

El método del PCA (Portland Cement Association) considera tres enfoques para tratar la variable del tránsito: la primera resulta de considerar un único tipo de vehículo de diseño y los otros dos consideran tránsito mixto.

Para el diseño del paquete estructural de la estación terminal de ómnibus, se optó por el primero de los enfoques, ya que se considera que un único vehículo pesado, en este caso el ómnibus, domina el diseño y que el resto de las cargas resultan muy livianas como para producir daño al pavimento.

- **Características generales de los ómnibus**

Según la Comisión Nacional de Regulación de Transporte (CNRT), actualmente el 90% de los vehículos de transporte de pasajeros de media y larga distancia son de piso doble, un porcentaje menor son de piso medio y un reducido porcentaje de piso simple. Algunas características de estos modelos se detallan más abajo:



Figura VI-27. Modelos y características de ómnibus.

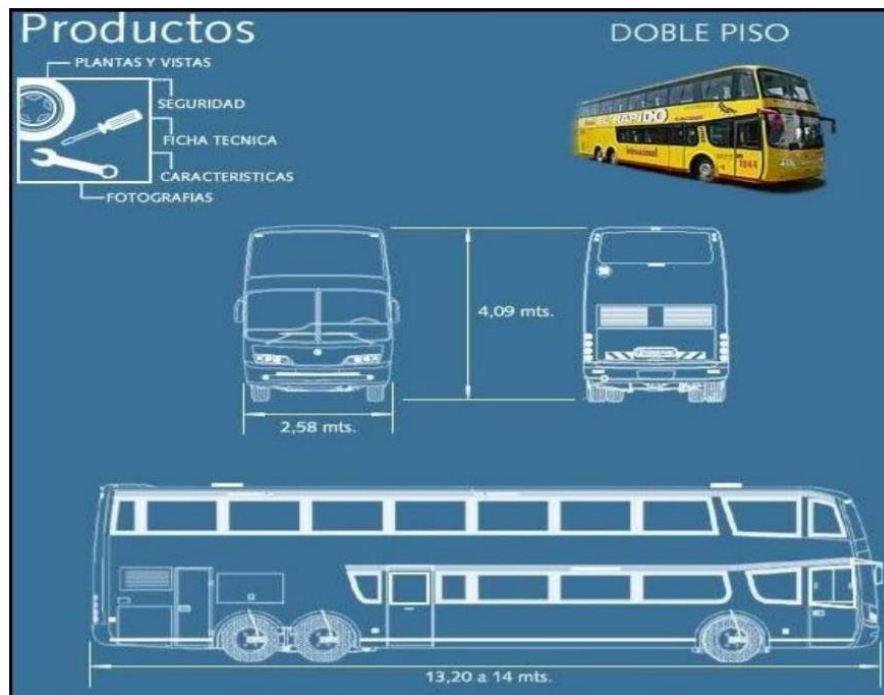


Figura VI-28. Dimensiones ómnibus doble piso.

- Composición del tránsito pesado:

La ley de tránsito (Ley 24449) establece las exigencias comunes para los vehículos de transporte en cuanto a dimensiones y pesos permitidos en Argentina, en donde se encuentra establecido que las cargas máximas por eje se encuentran limitadas en función del tipo de eje que se trate de la siguiente manera:

- ✓ Eje simple direccional (2 neumáticos por eje): 6 t.
- ✓ Eje simple con ruedas duales (4 neumáticos por eje): 10,5 t.
- ✓ Eje tandem doble (conjunto de 2 ejes simples con ruedas duales separados de 1,2 a 2,4 m entre sí 8 neumáticos en total): 18 t. Eje adoptado para el diseño.
- ✓ Eje tandem triple (conjunto de 3 ejes simples con ruedas duales separados de 1,2 a 2,4 m entre sí - 12 neumáticos en total): 25,5 t.

La tabla siguiente resume las configuraciones usuales de los vehículos pesados en Argentina, con sus correspondientes pesos y dimensiones máximas:

Tabla VI.31. Configuraciones de ejes usuales de vehículos pesados, con sus pesos y dimensiones máximas. (Fuente: Ley 24.449).


















Tipo de vehículo	Configuración de ejes	Dimensiones máx.			Peso máx. (Bruto)
		Largo	Ancho	Alto	
	S-1 D-1	13,20	2,60	4,10	16,50
	S-1 D-2	13,20	2,60	4,10	24,00
	S-1 D-3	13,20	2,60	4,10	30,00
	S-2 D-2	13,20	2,60	4,10	28,00
	S-1 D-1 D-1	18,60	2,60	4,10	27,00
	S-1 D-1 D-2	18,60	2,60	4,10	34,50
	S-1 D-1 D-3	18,60	2,60	4,10	42,00
	S-1 D-2 D-2	18,60	2,60	4,10	42,00
	S-1 D-2 D-1 D-1	Tot.= 18,60 Dist. e/ejes de acop. > 2,40	2,60	4,10	45,00
	S-1 D-2 M-3	18,60	2,60	4,10	45,00
	S-1 D-2 D o SA-3	18,60	2,60	4,10	45,00
	S-1 D-1 D-1 D-1 D-1	18,60	2,60	4,10	45,00
	S-1 D-1 D-1 D-1	Tot.= 20,00	2,60	4,10	37,50
	S-1 D-1 D-1 D-2	Tot.= 20,00	2,60	4,10	45,00
	S-1 D-2 D-1 D-1	Tot.= 20,00	2,60	4,10	45,00
	S-1 D-2 D-1 D-2	Tot.= 20,00	2,60	4,10	45,00
	S-1 D-1 D-1 D-1 D-1	Tot.= 20,50	2,60	4,10	45,00

Tabla VI.32. Composición del tránsito pesado de diseño. (Fuente: elaboración propia).

Tipo de Camión (Ómnibus)	Porcentaje (%)
S1-D2 ó S-DD ó 1-2	100

- Cantidad máxima de colectivos por día :

TMDA Tipo 1-2 = 643 colectivos/día

Con estos valores de TMDA se realizan las planillas para el diseño del paquete estructural en los siguientes ítems.

- Carga máxima por eje tándem: **18t = 180kN**

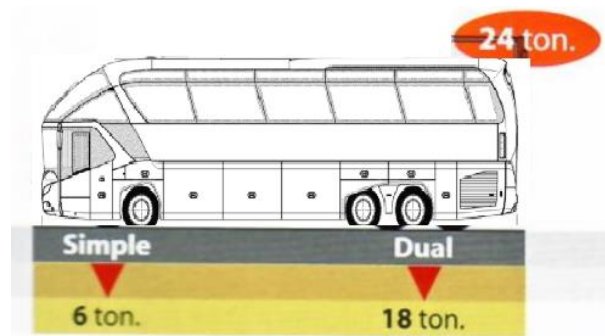


Figura VI-29. Distribución de cargas por eje para vehículo tipo 1-2. (Fuente: Ley 24.449).

VI.7.d. Factor de seguridad de cargas

Como se estableció más arriba, las características principales de tránsito que se relacionan con el diseño de pavimentos rígidos son el número de pasadas de ejes y la importancia de las cargas. Las cargas más pesadas por eje que se esperan durante el período de diseño son las que definen los esfuerzos a los que va a estar sometido dicho pavimento.

Este método de diseño exige que las cargas reales esperadas se multipliquen por factores de seguridad de carga (F_{sc}), para lo cual se recomienda lo siguiente:

- Para vías que tiene múltiples carriles, en los cuales se espera un flujo de tráfico interrumpido con un elevado volumen de tránsito pesado, $F_{sc} = 1.2$, que es nuestro caso.
- Para carreteras y vías urbanas en las que el tránsito esperado es de un volumen moderado de vehículos pesados $F_{sc} = 1.1$
- Para calles residenciales y otras que soporten bajo volumen de tránsito de camiones, $F_{sc} = 1.0$

Por lo tanto, se adopta:

$F_{sc} = 1.2$

VI.7.e. Subrasante o Subbase

La subrasante es la capa de suelo natural o de relleno compactado por encima de la cual se apoya la estructura del pavimento y en el caso de pavimentos de hormigón, la principal exigencia de esta es que le proporcione un apoyo uniforme y estable en el tiempo bajo la acción de tránsito durante su vida útil.

Para asegurar el comportamiento satisfactorio del pavimento de hormigón, es necesario que el suelo de la subrasante posea características y densidad uniformes, es decir, soporte uniforme.

- Capacidad de soporte de la subrasante:

Para poder evaluar y determinar el aporte estructural del suelo es necesario saber cuál es su resistencia mecánica ante la presencia de cargas. La resistencia de la fundación se mide con el módulo de reacción de la subrasante “k”.

El módulo “k” se determina a través del ensayo del plato de carga, pero debido a que el mismo es costoso y consume gran cantidad de tiempo, generalmente se lo estima por correlación con ensayos más simples como los de valor soporte CBR. Esto es así debido a que no es necesariamente indispensable tener un valor exacto de “k” ya que no afectan los espesores de diseño.

Las distintas metodologías permiten correlacionar el valor soporte CBR con el módulo de reacción “k” dado que estos son los parámetros empleados por las distintas metodologías para calificar la capacidad soporte del suelo de la subrasante.

Según la información de varios estudios realizados en inmediaciones del terreno se optó por tomar para el suelo un valor promedio del CBR de 4%.

Con este valor de CBR, se ingresó a la tabla siguiente propuesta por AASHTO y se obtuvo el módulo de reacción de la subrasante:

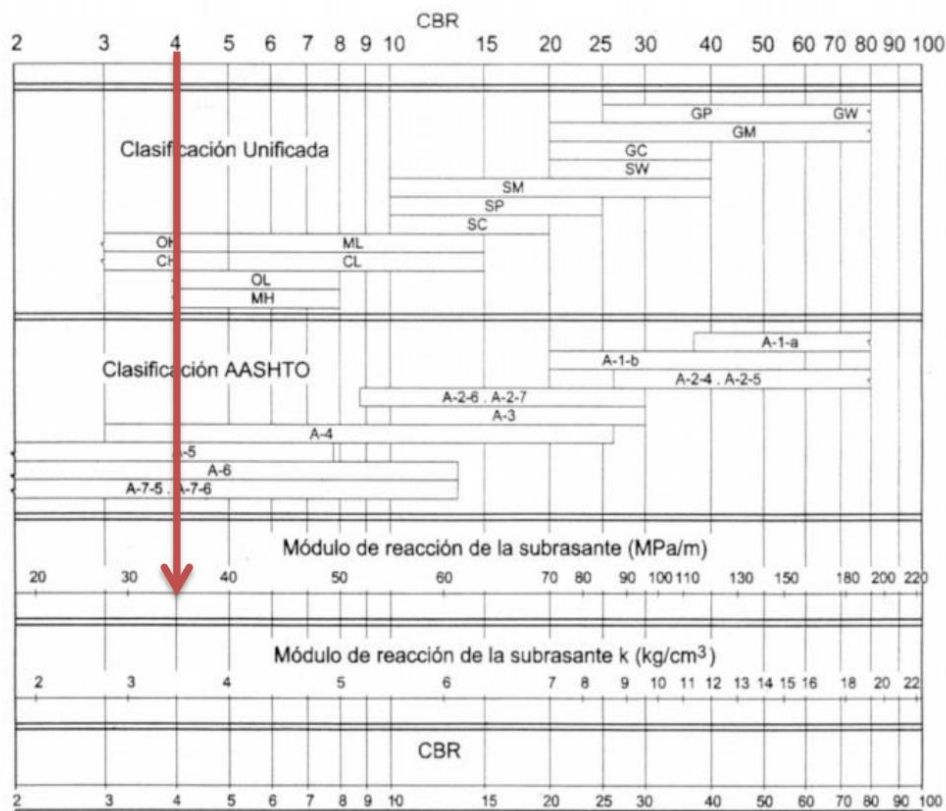


Figura VI-30. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos (fuente: ASSHTO).

Se obtiene:

$$k = \text{Modulo de reacción de la subrasante} = 35 \text{ MPa/m}$$

VI.7.f. Base

En general, si se cuenta con un suelo de subrasante uniforme y estable, el MDCPV considera que solo resulta obligatoria la incorporación de una base no erosionable en el supuesto caso de que se encuentre prevista la circulación de vehículos pesados, lo cual corresponde con nuestro caso de análisis. Cabe aclarar además que la base más que una contribución estructural, cumple la función de prevenir la erosión por bombeo en la interfaz losa-apoyo.

La base es la capa inmediatamente inferior a la losa de pavimento de hormigón. El ICPA, por su parte, establece que debe incorporarse en forma obligatoria en aquellos casos en los que se prevé la circulación de más de 100 vehículos pesados por día, como es nuestro caso.

Las bases se clasifican en función de si se encuentran o no tratadas con algún conglomerante. Los tres tipos más difundidos son las granulares o no tratadas, las tratadas con cemento o con hormigón pobre, y las tratadas con asfalto.

En general, cuando es necesaria, se construye casi siempre con materiales tratados con cemento. El manual del ICPA considera que no es necesario ni económicamente conveniente emplear espesores superiores a los 15 cm por lo que recomienda la siguiente tabla que en función de la cantidad de vehículos pesados previstos y define el tipo de suelo a emplear, así como su espesor:

Tabla VI.33. Tipos de suelos recomendados en función del volumen de tránsito pesado.

Cantidad de Vehículos Pesados	Tipo de Suelo recomendado	Espesor
>400	A1, A2-4, A2-5 y A3	Entre 10 y 15 cm
< 400	Ídem más A-4 y A-5	Entre 10 y 15 cm

Según la anterior recomendación y según el volumen calculado más arriba de 643 colectivos/día al ser mayor que 400 vehículos pesados corresponde:

Tipo de suelo recomendado: A1, A2-4, A2-5 y A3

Espesor: entre 10 y 15 cm

Cabe aclarar, que como no se dispone de estos tipos de suelo, lo que se hace es materializarlo mediante la incorporación de un conglomerante, en este caso, el cemento.

La incorporación de esta capa para la conformación de la estructura de apoyo de la losa provoca un incremento de la capacidad soporte. La metodología de la PCA (Portland Cement Association) brinda diferentes tablas para cada tipo de subbase en función si esta es granular (no tratada) o tratada con cemento. Conociendo el valor de K y el espesor de la base, se determina el módulo de reacción combinado subrasante/base (K_{comb}):

Tabla VI.34. Valores típicos de K combinado subrasante-base para bases tratadas con cemento. (Fuente: ICPA).

Espesor de la base → k subrasante [MPa/m] ↓	100 mm	150 mm	225 mm	300 mm
20	60	80	105	135
40	100	130	185	230
60	140	190	245	---

En este caso se verifica para un espesor de 15 cm de base tratada con cemento, entrando a la tabla con el espesor y módulo de subrasante que era de 35 MPa/m, interpolando se obtiene:

$$k_{comb.} = 117,5 \text{ MPa / m.}$$

VI.7.g. Resistencia del hormigón de la calzada

Dado que los pavimentos rígidos de hormigón se encuentran solicitados a flexión, el parámetro resistente que interesa en este tipo de estructuras es el Módulo de Rotura (MR). Este parámetro es sumamente importante en el criterio de fatiga, ya que permite controlar la figuración del pavimento bajo la acción repetitiva de cargas de tránsito.

Se opta para su diseño:

Hormigón Tipo H-30. Módulo de rotura medio del hormigón a los 28 días: $\sigma'f = 45 \text{ kg/cm}^2$.

VI.7.h. Cálculo del espesor de calzada

Luego de analizar los distintos factores involucrados en el diseño, el procedimiento requiere, en primera instancia, la definición de un espesor de losa. El procedimiento basado en el método del PCA establece dos criterios de diseño básicos para tal fin:

- **FATIGA:** controlando tensiones en el pavimento debidas a la repetición de cargas dentro de los límites aceptables, previniendo la aparición de fisuras por fatiga del material.
- **EROSION:** Este sirve para limitar los efectos de deflexión del pavimento que se producen en los bordes de las losas, juntas y esquinas del pavimento; también para tener control sobre la erosión que se produce en la Subbase ó Subrasante y los materiales que conforman los hombros.

En la hoja de diseño que se adjunta, se muestra el formato para el desarrollo del espesor de diseño y para utilizarla se utilizan datos de entrada y factores de diseño, como ser:

- Juntas con pasadores: SI
- Banquina de H°: NO
- Resistencia a la flexión del concreto ó Módulo de rotura = $\sigma'f = 45 \text{ kg/cm}^2 = 4,5 \text{ MPa}$.
- Módulo de reacción de la subrasante (k) = $k_{\text{comb.}} = 117,5 \text{ MPa / m}$.
- Factor de seguridad de carga (F_{sc}) = $F_{sc} = 1.2$
- Distribución de cargas por eje = Carga máxima por eje = $18t = 180\text{kN}$
- Número de repeticiones esperadas de las diversas cargas por eje, en el carril de diseño durante el período de diseño = $4.693.900$ repeticiones.
- Espesor de losa asumido = $e = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$

El procedimiento para el diseño es el siguiente:

1. Se colocan los datos básicos de entrada en la parte superior de la hoja de trabajo.
2. En la columna 1 se colocan los valores de la carga por eje en toneladas, de cada tipo y clase de vehículo sencillo ó tandem.

En nuestro caso corresponde un solo vehículo tipo tandem, de clasificación 1-2 y con una carga por eje de 18 toneladas.

3. En la columna 3 se colocan las cantidades de repeticiones esperadas. Corresponde un total de 4.693.900 repeticiones a lo largo de la vida útil de 20 años, calculada de la siguiente manera:

$$\text{Repeticiones/día} = 643$$

$$\text{Días del año} = 365 \text{ días}$$

$$\text{Repeticiones/año} = 643 \text{ rep. /día} * 365 \text{ días} = 234.695 \text{ rep. /año}$$

$$\text{Vida útil} = 20 \text{ años}$$

$$\text{Repeticiones totales} = 234.695 \text{ rep. /año} * 20 \text{ años} = 4.693.900 \text{ rep.}$$

4. En la columna 2 se coloca el producto de la columna 1 por el factor de seguridad de carga (Fsc). $Fsc = 1.2$

Seguidamente se procede a efectuar el análisis de fatiga, tomando como base la figura siguiente:

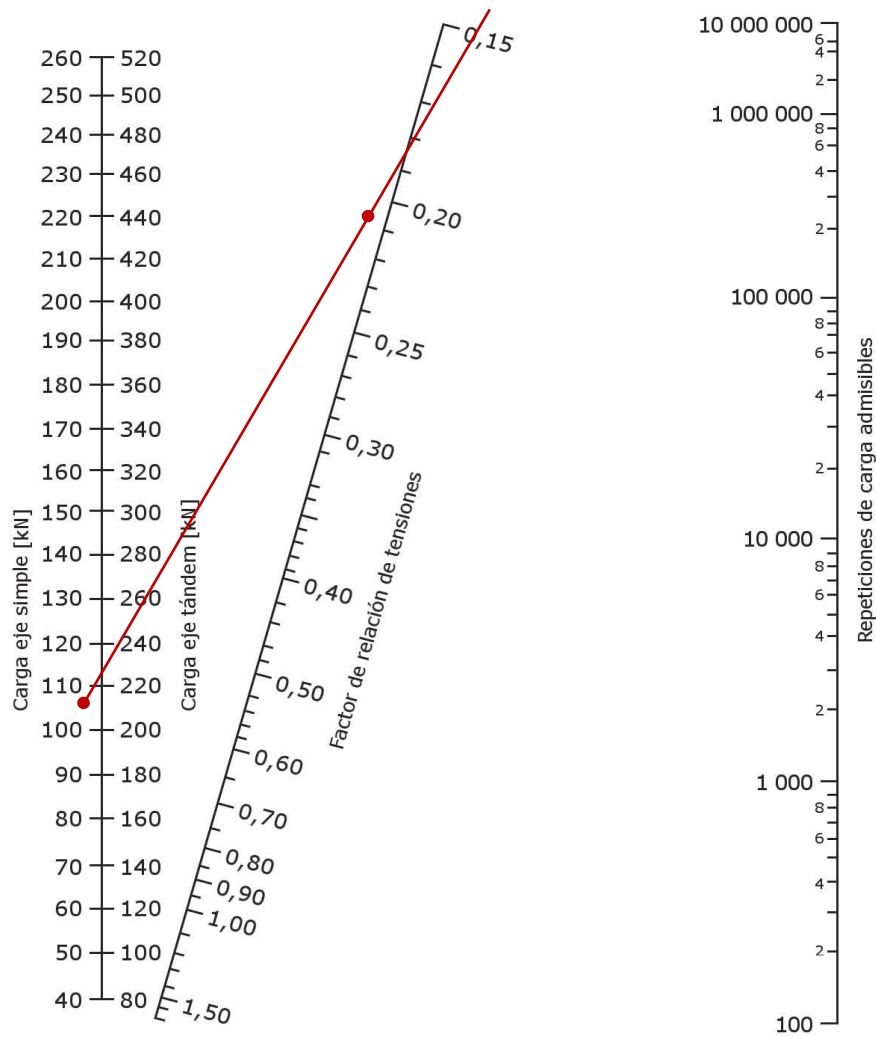


Figura VI-31. Análisis por fatiga. Repeticiones admisibles en función de la relación de tensiones en pavimentos con y sin banquina vinculada de H° . (Fuente: MDCPH. ICPA.)

Los pasos por seguir son:

5En la tabla correspondiente, a eje tandem (doble) sin banquetas de H° , se hallan la tensión equivalente en función del espesor de la losa asumido en mm y el valor k; es necesario interpolar si el valor de k no está en la tabla.

Espesor asumido = 250 mm

$K_{comb} = 117,5 \text{ MPa} / \text{m}$.

Tensión equivalente = $0,928 = 0,93$

Tabla VI.35. Esfuerzo equivalente pavimento sin banquetas de H^p. (Eje tándem). (Fuente: MDCPH. ICPA.)

Tabla 2-23: Tensión equivalente - Sin banquina de hormigón. (Eje simple / doble / triple).						
Espesor de la losa (mm)	k subrasante-subbase (Mpa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	5,42/4,39/3,36	4,75/3,83/3,10	4,38/3,59/3,02	4,13/3,44/2,98	3,66/3,22/2,94	3,45/3,15/2,93
110	4,74/3,88/2,92	4,16/3,35/2,64	3,85/3,12/2,55	3,63/2,97/2,50	3,23/2,76/2,45	3,06/2,68/2,44
120	4,19/3,47/2,60	3,69/2,98/2,30	3,41/2,75/2,20	3,23/2,62/2,14	2,88/2,40/2,08	2,73/2,33/2,07
130	3,75/3,14/2,35	3,30/2,68/2,04	3,06/2,46/1,93	2,89/2,33/1,87	2,59/2,13/1,80	2,46/2,05/1,78
140	3,37/2,87/2,15	2,97/2,43/1,83	2,76/2,23/1,72	2,61/2,10/1,65	2,34/1,90/1,58	2,23/1,83/1,55
150	3,06/2,64/1,99	2,70/2,23/1,67	2,51/2,04/1,55	2,37/1,92/1,48	2,13/1,72/1,40	2,03/1,65/1,37
160	2,79/2,45/1,85	2,47/2,06/1,54	2,29/1,87/1,41	2,17/1,76/1,34	1,95/1,57/1,25	1,86/1,50/1,23
170	2,56/2,28/1,73	2,26/1,91/1,43	2,10/1,74/1,30	1,99/1,63/1,23	1,80/1,45/1,14	1,71/1,38/1,11
180	2,37/2,14/1,62	2,09/1,79/1,34	1,94/1,62/1,21	1,84/1,51/1,14	1,66/1,34/1,04	1,58/1,27/1,01
190	2,19/2,01/1,53	1,94/1,67/1,26	1,80/1,51/1,13	1,71/1,41/1,06	1,54/1,25/0,96	1,47/1,18/0,92
200	2,04/1,90/1,45	1,80/1,58/1,19	1,67/1,42/1,07	1,59/1,33/0,99	1,43/1,17/0,89	1,37/1,11/0,85
210	1,91/1,79/1,37	1,68/1,49/1,13	1,56/1,34/1,01	1,48/1,25/0,93	1,34/1,10/0,83	1,28/1,04/0,79
220	1,79/1,70/1,30	1,57/1,41/1,07	1,46/1,27/0,95	1,39/1,18/0,88	1,26/1,03/0,78	1,20/0,98/0,74
230	1,68/1,62/1,24	1,48/1,34/1,02	1,38/1,21/0,91	1,31/1,12/0,84	1,18/0,98/0,73	1,13/0,92/0,70
240	1,58/1,55/1,18	1,39/1,28/0,97	1,30/1,15/0,87	1,23/1,06/0,80	1,11/0,93/0,69	1,06/0,87/0,66
250	1,49/1,48/1,13	1,32/1,22/0,93	1,22/1,09/0,83	1,16/1,01/0,76	1,05/0,88/0,66	1,00/0,83/0,62
260	1,41/1,41/1,07	1,25/1,17/0,89	1,16/1,05/0,79	1,10/0,97/0,73	0,99/0,84/0,63	0,95/0,79/0,59
270	1,34/1,36/1,02	1,18/1,12/0,86	1,10/1,00/0,76	1,04/0,93/0,70	0,94/0,80/0,60	0,90/0,75/0,57
280	1,28/1,30/0,98	1,12/1,07/0,82	1,04/0,96/0,73	0,99/0,89/0,67	0,89/0,77/0,58	0,86/0,72/0,54
290	1,22/1,25/0,93	1,07/1,03/0,79	0,99/0,92/0,71	0,94/0,85/0,65	0,85/0,74/0,55	0,81/0,69/0,52
300	1,16/1,21/0,89	1,02/0,99/0,76	0,95/0,89/0,68	0,90/0,82/0,63	0,81/0,71/0,53	0,78/0,66/0,50
310	1,11/1,16/0,85	0,97/0,96/0,73	0,90/0,86/0,66	0,86/0,79/0,60	0,77/0,68/0,51	0,74/0,64/0,48
320	1,06/1,12/0,81	0,93/0,92/0,70	0,86/0,83/0,63	0,82/0,76/0,58	0,74/0,66/0,50	0,71/0,62/0,46
330	1,02/1,09/0,77	0,89/0,89/0,68	0,83/0,80/0,61	0,78/0,74/0,56	0,71/0,63/0,48	0,68/0,59/0,45
340	0,98/1,05/0,73	0,85/0,86/0,65	0,79/0,77/0,59	0,75/0,71/0,55	0,68/0,61/0,46	0,65/0,57/0,43
350	0,94/1,02/0,70	0,82/0,84/0,63	0,76/0,75/0,57	0,72/0,69/0,53	0,65/0,59/0,45	0,62/0,55/0,42

Los valores encontrados se colocan frente a la solapa de tensión equivalente en la hoja de trabajo.

6. Los valores anteriores, se dividen por el valor del Módulo de Rotura (MR), y el resultado de cada uno se coloca frente a la solapa de los factores de relación de tensiones (FRT).

Factor de relación de tensiones $FRT = \text{Esfuerzo equivalente} / MR = 0.93 / 4,5 \text{MPa} = 0.206 = 0.207$

7. En la figura 5.5, con el valor de carga por eje de la columna 2 en la hoja de trabajo, usando la línea vertical correspondiente a eje tándem y el factor de relación de tensiones en la línea inclinada, se traza una línea entre cada uno de estos puntos y se proyecta hacia la línea vertical de la extrema derecha de la figura, en la cual se lee el valor de las repeticiones admisibles y estos valores se colocan en la columna No. 4.

Carga por eje = 21,6t = 216KN

Factor de relación de esfuerzos = 0.207

Repeticiones admisibles = ilimitadas

8. Seguidamente los valores de la columna 3 se dividen entre los valores de la columna 4 y el resultado de cada uno se multiplica por 100 y se coloca en la columna 5.

9. La suma de todos los valores colocados en la columna 5, es la absorción total de fatiga. En este caso, al realizar el cociente, debido a que se tienen repeticiones ilimitadas, el resultado arroja 0%. Esto significa que el daño o absorción total por fatiga será de 0%.

Seguidamente se procede a efectuar el análisis de erosión, tomando como base la Figura VI-32:

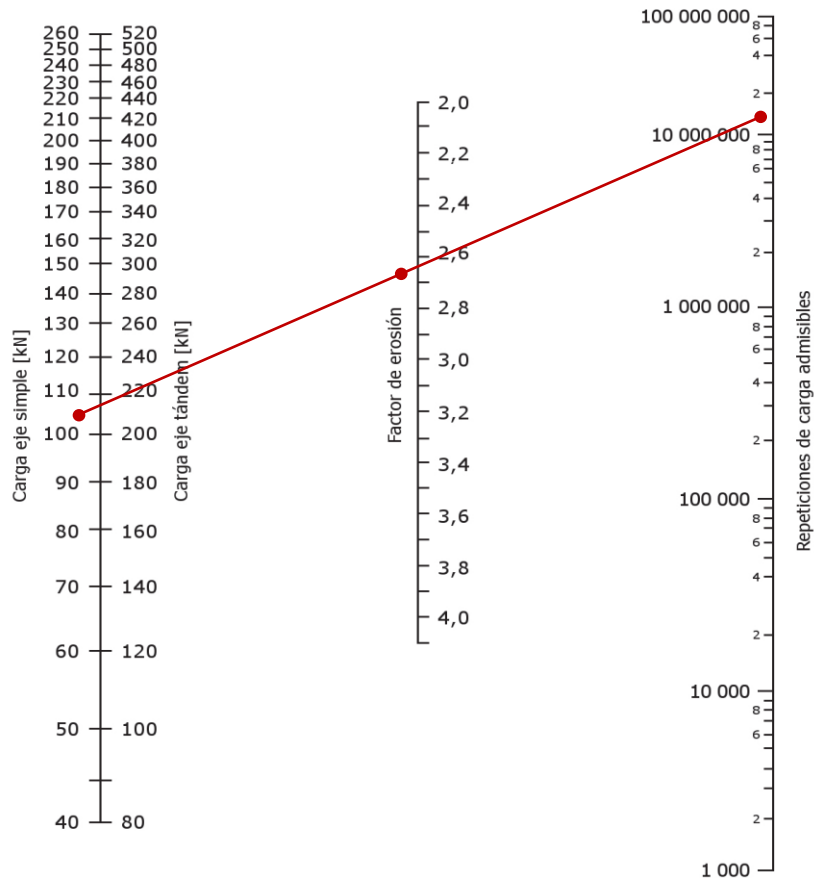


Figura VI-32. Análisis de erosión, sin banquetas de H°. Repeticiones admisibles en función del factor de erosión.
(Fuente: MDCPH. ICPA)

Los pasos por seguir continúan así:

10. En la tabla correspondiente, a eje tándem con pasadores y sin banquetas de H° se halla el factor de erosión en función del espesor de la losa asumido en mm y el valor k; es necesario hacer interpolaciones si el valor de k no está en la tabla.

Espesor asumido = 250 mm

$K_{comb} = 117,5 \text{ MPa} / \text{m}$.

Factor de erosión = 2.63

Tabla VI.36. Factor de erosión para ejes Tándem. Pavimentos de hormigón con pasadores y sin banquetas de H°. (Fuente: MDCPH. ICPA.)

Espesor de la losa (mm)	k subrasante-subbase (Mpa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3,76/3,80/3,86	3,75/3,79/3,80	3,74/3,77/3,75	3,74/3,76/3,71	3,72/3,72/3,62	3,70/3,70/3,56
110	3,63/3,71/3,76	3,62/3,67/3,69	3,61/3,65/3,65	3,61/3,63/3,62	3,59/3,60/3,53	3,58/3,58/3,48
120	3,52/3,61/3,68	3,50/3,56/3,60	3,49/3,54/3,56	3,49/3,52/3,52	3,47/3,49/3,45	3,46/3,47/3,40
130	3,74/3,52/3,60	3,39/3,47/3,51	3,39/3,44/3,47	3,38/3,43/3,44	3,37/3,39/3,37	3,35/3,37/3,33
140	3,31/3,43/3,53	3,30/3,38/3,43	3,29/3,35/3,39	3,28/3,33/3,36	3,27/3,30/3,29	3,26/3,28/3,26
150	3,22/3,36/3,47	3,21/3,30/3,36	3,20/3,27/3,31	3,19/3,25/3,28	3,17/3,21/3,22	3,16/3,19/3,19
160	3,14/3,28/3,41	3,12/3,22/3,30	3,11/3,19/3,25	3,10/3,17/3,21	3,09/3,13/3,15	3,08/3,12/3,12
170	3,06/3,22/3,35	3,04/3,15/3,24	3,03/3,12/3,19	3,02/3,10/3,15	3,01/3,06/3,08	3,00/3,04/3,05
180	2,99/3,16/3,30	2,97/3,09/3,19	2,96/3,06/3,13	2,95/3,03/3,09	2,93/2,99/3,02	2,92/2,97/2,99
190	2,92/3,10/3,25	2,90/3,03/3,14	2,88/2,99/3,08	2,88/2,97/3,04	2,86/2,93/2,96	2,85/2,91/2,93
200	2,85/3,05/3,21	2,83/2,97/3,09	2,82/2,94/3,03	2,81/2,91/2,99	2,79/2,87/2,91	2,78/2,85/2,88
210	2,79/2,99/3,16	2,77/2,92/3,05	2,75/2,88/2,99	2,75/2,86/2,94	2,73/2,81/2,86	2,72/2,79/2,83
220	2,73/2,95/3,12	2,71/2,87/3,01	2,69/2,83/2,94	2,69/2,80/2,90	2,67/2,76/2,82	2,66/2,73/2,78
230	2,67/2,90/3,08	2,65/2,82/2,97	2,64/2,78/2,90	2,63/2,75/2,86	2,61/2,70/2,77	2,60/2,68/2,74
240	2,62/2,86/3,05	2,60/2,78/2,93	2,58/2,73/2,86	2,57/2,71/2,82	2,55/2,66/2,73	2,54/2,63/2,69
250	2,57/2,80/3,01	2,54/2,73/2,89	2,53/2,69/2,83	2,52/2,66/2,78	2,50/2,61/2,69	2,49/2,59/2,65
260	2,52/2,78/2,98	2,49/2,69/2,86	2,48/2,65/2,79	2,47/2,62/2,74	2,45/2,56/2,66	2,44/2,54/2,62
270	2,47/2,74/2,94	2,44/2,65/2,82	2,43/2,61/2,76	2,42/2,58/2,71	2,40/2,52/2,62	2,39/2,50/2,58
280	2,42/2,71/2,91	2,40/2,62/2,79	2,38/2,57/2,72	2,37/2,54/2,68	2,35/2,48/2,59	2,34/2,46/2,55
290	2,38/2,67/2,88	2,35/2,58/2,76	2,34/2,53/2,69	2,33/2,50/2,65	2,31/2,44/2,55	2,30/2,42/2,51
300	2,34/2,64/2,85	2,31/2,55/2,73	2,30/2,50/2,66	2,29/2,46/2,62	2,26/2,41/2,52	2,26/2,38/2,48
310	2,29/2,61/2,82	2,27/2,51/2,70	2,25/2,46/2,63	2,24/2,43/2,59	2,22/2,37/2,49	2,21/2,34/2,45
320	2,25/2,58/2,80	2,23/2,48/2,68	2,21/2,43/2,61	2,20/2,40/2,56	2,18/2,33/2,46	2,17/2,31/2,42
330	2,21/2,55/2,77	2,19/2,45/2,65	2,17/2,40/2,58	2,16/2,36/2,53	2,14/2,30/2,44	2,13/2,28/2,40
340	2,18/2,52/2,74	2,15/2,42/2,62	2,14/2,37/2,55	2,12/2,33/2,50	2,10/2,27/2,41	2,09/2,24/2,37
350	2,14/2,49/2,72	2,11/2,39/2,60	2,10/2,34/2,53	2,09/2,30/2,48	2,07/2,24/2,38	2,06/2,21/2,34

Los valores encontrados se colocan frente a la solapa de factor de erosión en la hoja de trabajo.

11. En la figura 5.6, con el valor de carga por eje de la columna 2 de la hoja de trabajo y usando la línea vertical del eje tándem y el factor de erosión en la otra línea vertical, se traza una línea entre cada uno de estos puntos y se proyecta hacia la línea vertical de la extrema derecha de la figura, en la cual se lee el valor de las repeticiones admisibles y estos valores se colocan en la columna No. 6.

Carga por eje de la columna 2 = 216 KN

Eje tándem

Factor de erosión = 2,63

Repeticiones admisibles = 11.100.000

12. Seguidamente los valores de la columna 3 se dividen entre los valores de la columna 6 y el resultado de cada uno se multiplica por 100 y se coloca en la columna 7. En este caso el cociente resulta:

Repeticiones esperadas en el periodo de diseño: 4.693.900 repeticiones

Repeticiones admisibles según erosión: 11.100.000

Daño por erosión: $(4.693.900/11.100.000) * 100 = 42,3 \%$

13. La suma de todos los valores colocados en la columna 7, es el daño total por erosión. En este caso, el daño total por erosión es de 42,3%.

El espesor de losa asumido para efectuar el tanteo se considerará no adecuado si los totales del factor de fatiga, así como los totales del factor de erosión son mayores al 100%; esto quiere decir que el espesor de losa asumido es deficiente, por lo que habrá que hacer otro tanteo con un espesor mayor.

- **Conclusión:** En el análisis realizado, el total del factor de fatiga arroja un 0% y el total del factor de erosión un valor de 42,3%, por lo que el espesor de losa asumido para efectuar el tanteo se considera adecuado.

A continuación, se adjunta la hoja de trabajo:

Diseño de Pavimentos de Hormigón							
Método de la Portland Cement Association PCA 84							
Datos Generales							
Proyecto:		Estacion Terminal de Omnibus Resistencia (ETOR)					
Tipo :		Paquete estructural de dársenas de colectivos					
Banquinas de H°:		NO					
Juntas con barras pasadores:		SI					
Tipo de subbase:		Tratada con cemento					
Periodo de diseño:		20			años		
Factor de seguridad de cargas (FSC):		1,2					
PLANILLA DE CÁLCULO DE ESPESORES							
Valor CBR subrasante:		4 %			Espesor losa de Hormigón: 25,0 cm		
Módulo k de subrasante:	35,0 MPa/m	106,8	pci				
Modulo k combinado:	117,5 MPa/m	403,0	pci				
Modulo de rotura:	4,5 Mpa	650,0	psi				
					Espesor subbase: 15,0 cm		
Carga por eje (Tn)	Corrección carga por FSC (Tn)	Repeticiones esperadas en el periodo de diseño	Análisis por fatiga		Análisis por erosión		
			Repeticiones admisibles	Acumulación de fatiga	Repeticiones admisibles	Acumulación erosión	
EJES TANDEM							
Tensión equivalente:		0,93		Factor de Erosion: 2,63			
FRT:		0,207					
18,0	21,6	4.693.900	Ilimitadas	-	11100000	42,3%	
Total Fatiga =				0,0%	Total Erosión = 42,3%		

Figura VI-33. Planilla de cálculo por método PCA. (Fuente: Elaboración propia)

VI.7.i. Diseño de juntas

Las juntas son un elemento vital de los pavimentos de hormigón. Tienen como objetivo principal, el control de la fisuración y agrietamiento natural que sufre el concreto durante el proceso constructivo y de uso. Además, tiene las siguientes funciones:

- Controla el agrietamiento transversal y longitudinal
- Divide el pavimento en secciones adecuadas para el proceso constructivo
- Permite el movimiento y alabeo de las losas por efecto de las cargas de tránsito
- Permite transferencia de cargas entre losas

Los tipos de juntas se clasifican en función de su orientación respecto del eje del camino y a partir de la función que cumplen en la estructura, los tipos más comunes son los siguientes:

- **Juntas transversales o longitudinales de construcción:** las que dividen dos zonas pavimentadas en distintos momentos.
- **Juntas de dilatación o aislación:** aquellas que permiten absorber mayores movimientos relativos. Se emplean contra estructuras fijas, en intersecciones o en sitios donde la calzada experimenta cambios abruptos de su geometría.
- **Juntas transversales de contracción o longitudinales de contracción-articulación:** las que controlan la formación de fisuras.

Los dos tipos de juntas adoptadas para el proyecto serán:

- Juntas transversales de contracción (Barras pasadores)
- Juntas longitudinales de contracción (Barras de unión)
- Juntas de dilatación

A continuación, se describen y dimensionan cada una de ellas.

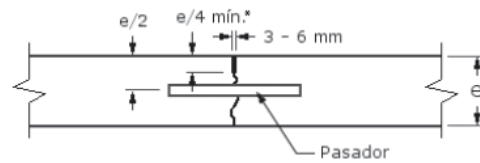
✓ **Juntas transversales de contracción:**

Son juntas materializadas en el sentido transversal de la calzada de hormigón cuya función es la de controlar la formación de fisuras intermedias en las losas en el momento de construcción y en la puesta en servicio.

Son materializadas por debilitamiento de la sección de hormigón, más conocido como aserrado, y así inducir en ese lugar las fisuras. EL ICPA recomienda realizar el aserrado de juntas con una profundidad mínima de 1/3 del espesor de la losa para bases tratadas. Método adoptado para el presente proyecto.

Además, para mejorar la eficiencia en la transferencia de cargas, se adopta la incorporación de barras pasadores, tal y como lo recomienda el ICPA para pavimentos de alto tránsito pesado junto con una eficiencia por encima del 75%.

Barras pasadoras: Son colocadas debido a que la trabazón de los agregados por sí sola, no provee suficiente transferencia de carga en el periodo de servicio, y más aún en aquellas situaciones en las que se prevé la circulación de moderados a altos volúmenes de tránsito pesado. El ICPA recomienda la colocación de los mismos en pavimentos con tránsito pesado y espesores superiores a los 18 cm como es nuestro caso.



Tipo A-1
JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCIÓN
con pasadores

Figura VI-34. Esquema de fisura tipo transversal de contracción (Fuente: MDCPH. ICPA)

Según la siguiente tabla de recomendación del MDCPH del ICPA, se adopta:

Barra redonda lisa tipo: AL-220

Diámetro: 32 mm para $e=25$ cm

Longitud: 45 cm

Colocación: disposición manual mediante canastos.

Separación: 30 cm de centro a centro

15 cm de centro a borde

Separación entre juntas: el ICPA recomienda una separación máxima entre juntas basada en la siguiente fórmula:

$$Sep. \text{m}áx = K * e$$

Donde;

e = espesor de la calzada = 25 cm

K = constante = 21 para bases tratadas con cemento

$$Sep. \text{m}áx = 21 * 25\text{cm} = 525 \text{ cm}$$

Separación entre juntas adoptada = 4,00 m

Tabla VI.37. Características de los pasadores.

Tipo de hierro	Barra redonda lisa. Tipo I. AL-220.
Superficie	Lisa, libre de óxido y con tratamiento que impida la adherencia al hormigón en todo su largo.
Largo	45 cm.
Diámetro	25 mm para $e \leq 20$ cm. 32 mm para $20 \text{ cm} < e \leq 25$ cm. 38 mm para $e > 25$ cm.
Separación	30 cm de centro a centro, 15 cm de centro a borde.
Ubicación	Paralelo a la superficie del pavimento y al eje de calzada. Mitad del espesor de losa. Mitad a cada lado de la junta transversal.



Figura VI-35. Colocación de canastos. (Fuente: ICPA).



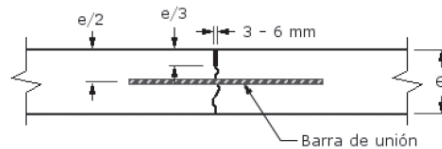
Figura VI-36. Colocación de canastos. (Fuente: Cátedra Transporte III .U.N.R.)

✓ **Juntas longitudinales de contracción:**

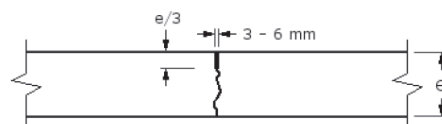
También conocidas como de articulación, son barras de acero nervuradas las cuales se realizan con el objeto de controlar la fisuración cuando dos o más carriles se ejecutan simultáneamente.

Al igual que las anteriores, son aserradas y selladas para impedir el ingreso de agua a la estructura.

Por su parte, la transferencia de carga se realiza mediante la trabazón de agregados, y por la utilización de barras de unión para mantener anclada la junta.



Tipo C-1
JUNTA LONGITUDINAL DE CONTRACCIÓN
O ARTICULACIÓN
con barras de unión



Tipo C-2
JUNTA LONGITUDINAL DE CONTRACCIÓN O ARTICULACIÓN
sin barras de unión

Figura VI-37. Esquema de fisura tipo longitudinal de contracción (Fuente: MDCPH. ICPA)

Barras de unión: se utilizan para el anclaje de la junta, y cumplen la función de mantener anclada la misma. Son barras de acero conformadas superficialmente y se colocan perpendiculares a la dirección longitudinal a mitad de la profundidad del espesor de la calzada.

El dimensionamiento de las barras de unión se basa en calcular el esfuerzo que deben soportar para mantener unidas a las losas, el cual depende de: el espesor de la losa, la distancia al borde libre más cercano y la fricción. Conocido el esfuerzo, con la tensión admisible del acero utilizado, se puede calcular la cuantía necesaria para absorber este esfuerzo de tracción.

$$ABU = \frac{\gamma * E * L * \mu * S}{fa}$$

$$ABU = \frac{2400kg/m^3 * 0,25m * 4m * 1,8 * 4m}{2400kg/cm^2}$$

$$ABU = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donde:

ABU: sección mínima de acero de las barras de unión por cada losa del pavimento.

γ : peso unitario del H° = 2400 kg/m³

E: espesor de la losa = 25 cm = 0,25m

L: distancia al borde libre más cercano: 4 m (adoptado)

μ : coeficiente de fricción entre la losa y el apoyo= 1,8

Fa: tensión admisible del acero = 2400 kg/cm²

S: separación entre juntas transversales = 4m

Tabla VI.38. Coeficientes de fricción recomendados. (Fuente: AASHTO 1993)

Tipo de material en el apoyo de la calzada	Coefficiente de Fricción, μ
Tratamiento superficial	2,2
Estabilizado con cal/cemento/asfalto	1,8
Material granular	1,5
Subrasante Natural	0,9

Luego, el largo de las barras de unión puede determinarse de la siguiente manera:

$$l = 2 * \frac{ABU * fa}{p * fah}$$

Donde:

L: largo de la barra de unión.

ABU: sección mínima de acero de las barras de unión por cada losa del pavimento

Fa: tensión admisible del acero

Fah: tensión admisible de adherencia acero-H°

P: perímetro e las barras de unión

Considerando una tensión admisible adherencia acero- hormigón de 2Mpa y una tensión admisible del acero de 2400kg/cm², el ICPA presenta la siguiente tabla con los largos mínimos en función del diámetro de la barra a utilizar:

Se adopta un diámetro de barras de unión = 12 mm

Por lo tanto:

Largo mínimo de las barras de unión: 72cm = 0.72m

Tabla.5. 1. Largo mínimo de las barras de unión. (Fuente: ICPA)

Diámetro de la barra [mm]	Sección [cm ²]	Perímetro [cm]	Largo mínimo de la barra de unión [cm]
10	0,79	3,14	60
12	1,13	3,77	72
16	2,01	5,02	96
20	3,14	6,28	120

Luego, se determina en función del diámetro de la barra a emplear (12mm), la cantidad de barras necesarias y su disposición.

Para el armado de la junta longitudinal, el ICPA recomienda que estas se encuentren distribuidas uniformemente a lo largo de la losa del pavimento, y que se respete una separación mínima de 40 cm entre las barras extremas y las juntas transversales. La experiencia indica que ésta última recomendación es para evitar interferir con el funcionamiento de los pasadores.

Resumiendo:

Diámetro de la barra= 12 mm

Separación entre barras = 0.70m (Adoptado)

Distancia entre junta y borde libre más cercano = 4m (Adoptado)

Disposición: a mitad del espesor de la losa (12,5cm)

Distancia entre las barras extremas y las juntas transversales= 0,40m

Largo mínimo de la barra = 0,72m (tabla5.9)

✓ **Juntas de aislación:**

Son juntas que se ejecutan para absorber movimientos relativos entre dos zonas pavimentadas, o contra una estructura fija. En nuestro caso son construidas contra el pavimento existente, tanto de la avenida Malvinas Argentinas como de la ruta nacional n°11.

En este tipo de juntas, no es factible la incorporación de pasadores dado que restringen el movimiento de las mismas.

En el caso de que estas se encuentren en la zona de circulación (proyecto planteado), el ICPA recomienda que debe incrementarse el espesor del pavimento en un 20% en coincidencia con la punta brindando así una capacidad estructural mayor y supliendo la falta de transferencia de carga en ese sector (contra la estructura fija o pavimento existente). Este sobre-espesor se reduce gradualmente hasta el valor original en un tramo aproximado de 8 veces su espesor.

Por lo tanto:

Para un espesor de losa adoptado:

$$e=25\text{cm}$$

$$1,2*e = 30\text{cm}$$

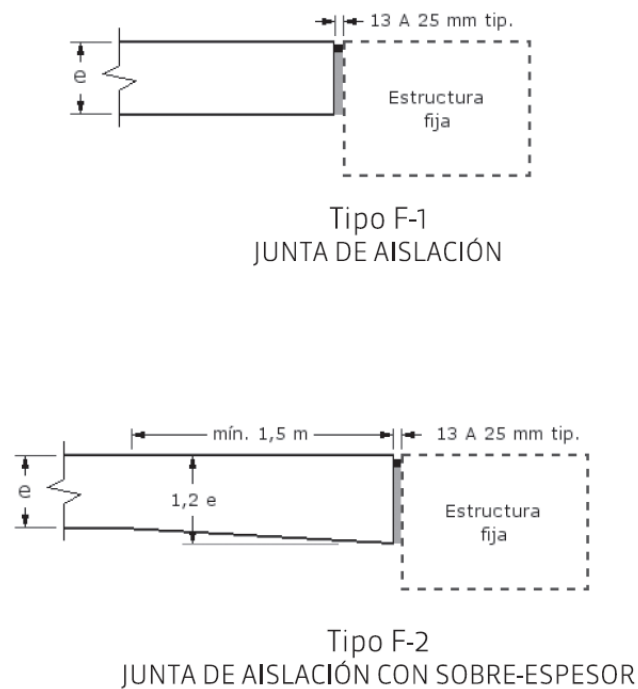


Figura VI-38. Tipos de juntas de aislación. (Fuente: ICPA)

VI.8. Dimensionamiento del estacionamiento vehicular.

A continuación, se detalla el procedimiento para el diseño y dimensionamiento del paquete estructural del estacionamiento de vehículos particulares, también el de taxis y remises, así como también la calle interna de ingreso de vehículos destinados a zona de depósito.

El método de diseño propuesto por el MDCPH del ICPA para el cálculo de paquetes estructurales toma como base a la cantidad de vehículos pesados (camiones y ómnibus) que transitan y su correspondiente proyección a futuro, valor que para esta situación resultaría inexistente; además de prescindir de las cargas de automóviles y camionetas por ser significativamente menores.

Dado que en la zona de estudio el tránsito que circula es pura y exclusivamente de automóviles y camionetas el análisis de tránsito de este caso será tratado de forma particular ya que no se trata de una arteria urbana ni de una avenida en donde generalmente presentan un determinado porcentaje de vehículos pesados.

VI.8.a. Criterios de diseño

1. Superficie de rodamiento de la playa de estacionamiento:

Se optó por diseñar la superficie de rodamiento de tipo semi-permeable, dado que no es conveniente impermeabilizar totalmente la zona, ya que se quiere evitar la acumulación de agua en el sector debido a que en casos de precipitaciones intensas la zona se vería afectada.

Otro motivo por el cual también se optó por este sistema fue la de reducir el valor del FIS/FIT, los cuales en este tipo de edificaciones resultan bastante elevados debido a la gran superficie techada que poseen.

Cabe aclarar que para el diseño de la calle interna de acceso de vehículos con destino a los depósitos se adoptó el mismo paquete estructural que para la zona de tránsito vehicular.

Se recurrió entonces a considerar el diseño de un sistema mixto para la capa de rodamiento de la playa que consiste en:

- ✓ En la zona de tránsito vehicular se colocará paquete estructural de hormigón, con espesor mínimo recomendado por la PCA.
- ✓ En la zona de módulos, es decir donde se ubicarán los vehículos, se colocará ripio para la capa de rodadura, conformado por un cierto espesor de material granular, con la colocación de geoceldas que permiten confinar el material para evitar la pérdida del mismo con el paso de los vehículos.

2. Zona de tránsito vehicular - Espesor de pavimento:

Para el diseño del pavimento de hormigón del estacionamiento vehicular no se ha empleado el método de la PCA (Portland Cement Association) como en el caso de las dársenas de colectivos debido a que éste último permite calcular espesores de losas de pavimentos de hormigón en base a dos tipos de fallas: fatiga y erosión.

Debido a que en el presente caso no se espera circulación de vehículos pesados sino solo vehículos livianos (autos y camionetas), el porcentaje de vehículos pesados será nulo. Por lo tanto, no se podrá analizar el daño producido (fatiga y erosión) por cargas previstas durante el periodo de diseño debido al paso de vehículos pesados, ya que este es inexistente.

Como conclusión se puede decir que el daño producido por fatiga y erosión debido al paso de vehículos livianos es prácticamente nulo por lo que le corresponde un paquete estructural mínimo de 15 cm recomendación de la PCA.

Cabe aclarar que en la zona de tránsito vehicular no se evaluó la idea de colocar ripio debido a la repetida circulación de los vehículos producirá el arrastre de material hacia los laterales, provocando zonas de hundimientos y pérdida del mismo, lo cual llevaría con el tiempo a un mayor costo de mantenimiento de la carpeta de rodamiento.

VI.8.b. Zona de tránsito vehicular. Dimensionamiento del paquete estructural.

1. Vida útil y tasa de crecimiento

El diseño se plantea para una vida útil de 20 años, con la tasa de crecimiento recomendada por la DNV de 3%.

2. Tránsito

Dado que este tipo de estructura no se rige por el comportamiento a la fatiga debido al nulo volumen de tránsito pesado que posee, se podría decir que sería inútil realizar la discretización por rangos de tránsito como se realizó para el cálculo de las dársenas de colectivos.

Esto es así ya que aquí no se necesitará un número de repeticiones proveniente de un tránsito pesado pasante y se considera que el paquete estructural de espesor mínimo propuesto será capaz de soportar el volumen de tránsito liviano que circulará por el estacionamiento.

Resumiendo, no se calcula un número de vehículos que circulan por día, y por ende no se calcula un número de repeticiones a lo largo de la vida útil del proyecto, solo se limita a calcular el número de espacios necesarios en la playa de estacionamiento.

3. Diseño del pavimento

Se plantea un paquete estructural compuesto por una losa de hormigón simple sobre base de suelo estabilizado con cemento.

4. Vehículo tipo. Características generales

Se tomó como vehículo de diseño el Liviano (automóviles y camionetas) con una longitud promedio de 5 m y un ancho de 2.5 m, el cual condicionó las áreas de estacionamiento, y los anchos de las calles de circulación interna, es decir el perfil transversal.

En resumen, los vehículos tipo a ser considerados para estacionamiento fueron los siguientes con las dimensiones mínimas que se establecen a continuación:

Tabla VI.39. Dimensiones Mínimas Vehículo de Diseño. (Fuente: Reglamento General de Construcciones de la ciudad de Resistencia, Chaco.)

Tipo de vehículo	Dimensiones mínimas	
	Longitud.(m)	Ancho (m)
Liviano (automoviles y camionetas)	5,00	2,50
Motocicletas	2,1	0,7

En caso de estacionamientos para personas con limitación según reglamentación se deberá disponer de módulos exclusivos para personas con discapacidad, estos se ubicarán lo más cerca posible de la entrada principal, sus dimensiones mínimas serán de 3,30m de ancho por 5m de largo en áreas abiertas y de 3,30m de ancho por 6m de largo en áreas cerradas.

La cantidad de estacionamientos requeridos para personas con limitación se determinan en función al número total de estacionamientos calculados para el proyecto. Según la tabla siguiente se deducen los módulos exclusivos del total de los estacionamientos generados:

Tabla VI.40. Espacios de estacionamientos requeridos para personas con limitación. (Fuente: Proyecto de reglamento para el diseño de estacionamiento vehicular en edificaciones y control de acceso a las vías públicas. Año: 2.015)

Números total de espacios para estacionamiento	Número de espacios de estacionamiento para personas con limitación
Menos de 50	un módulo de estacionamiento
Entre 50 y 100	dos módulos de estacionamiento
Más de 100	dos más un módulo de estacionamiento por cada 50 o fracción en exceso de los primeros 100

5. Números de espacios de estacionamientos

Con el objeto de discriminar y organizar el flujo de tránsito se optó por separar los estacionamientos de vehículos privados y públicos, siendo los primeros los correspondientes a los trabajadores y personal de la ETOR y los segundos del público en general respectivamente.

El número de espacios de estacionamientos fue determinado siguiendo el reglamento general de construcciones de la ciudad de Resistencia; y teniendo en cuenta también el número de personas que concurren a la terminal en el horario pico (personal y pasajeros).

Por su parte el reglamento general de construcciones de la ciudad de Resistencia establece que será obligatorio destinar a esos usos como mínimo una superficie libre o cubierta equivalente al 10% de la superficie total cubierta entendiéndose que dicha superficie se contará libre de circulaciones (estacionamiento exclusivamente).

- Número mínimo de espacios de estacionamientos según reglamento general de construcciones de Resistencia:

$$\text{Superficie total cubierta} = 6887,68 \text{ m}^2$$

$$10\% \text{ de Sup. Tot. Cubierta} = 688,77 \text{ m}^2$$

$$\text{Superficie útil por vehículo} = (2,50 \times 5,00) \text{ m} = 12,5 \text{ m}^2$$

N° de espacios de estacionamiento = $688,77 \text{ m}^2 / 12,5 \text{ m}^2 = 55,1 = 55$ espacios.

Por lo tanto, se requieren como mínimo un total de 55 espacios de estacionamiento. Este número integra al mínimo tanto para estacionamiento privado como público.

Número mínimo de estacionamientos = 55 estacionamientos

- Numero de estacionamientos según cantidad de personas en hora pico:

✓ Cantidad de personas en hora pico = 643 pasajeros en hora pico.

Considerando 1 vehículo estacionado por cada 3 personas en la hora pico se tendrá, para el *estacionamiento público*:

$643 \text{ pasajeros en hora pico} / 3 = \mathbf{214 \text{ espacios de estacionamiento}}$

✓ Trabajadores (personal) = $2\text{trab}/\text{boleterías} * 30 \text{ boleterías de colectivo} + 2\text{trab}/\text{boleterías} * 12 \text{ boleterías de encomienda} + 2\text{trab}/\text{loc.comerc} * 32 \text{ loc.comerc} + 2\text{trab}/\text{loc.gastro} * 2 \text{ loc.gastro} = 152 \text{ trabajadores}$

Considerando 1 vehículo estacionado por cada 3 trabajadores se tendrá, para el *estacionamiento privado*:

$152 \text{ trabajadores} / 3 = \mathbf{51 \text{ espacios de estacionamiento}}$

- Numero de estacionamientos adoptados:

Se adopta un promedio entre el número mínimo recomendado por el reglamento general de construcciones y el criterio de 1 cada 3, por lo tanto:

- ✓ Para el **estacionamiento público** $\rightarrow 55 + 214 = 134,5 \equiv \mathbf{120 \text{ espacios}}$
- ✓ Para el **estacionamiento privado** $\rightarrow 55 + 51 = 53 \equiv \mathbf{44 \text{ espacios}}$
- ✓ Para el **estacionamiento exclusivo para personas con limitación**: de acuerdo con lo establecido en el punto anterior se colocarán para la playa de estacionamiento 3 espacios de estacionamiento exclusivo para personas con limitaciones en el estacionamiento público y 2 espacios en el estacionamiento privado.

6. Paquete estructural

Como se estableció al principio, al ser mínima la carga que solicitara la estructura del paquete de estacionamientos por no contar con la circulación de vehículos pesados se optó por colocar un paquete mínimo establecido por norma el cual estará compuesto por:

- Subrasante:

Suelo de relleno compactado por encima del cual se construirá el paquete estructural cuya función es la de brindar soporte al mismo bajo la acción del tránsito durante la vida útil.

- Subbase/Base:

Se consideró una sub-base de estabilizado suelo – cal de 15 cm de espesor, consiste en una mezcla íntima de suelo, cal y agua, que compactada a alta densidad se transforma, por la acción de la cal, en un material fuerte y durable con buena resistencia a compresión y flexión, manteniéndose estas propiedades a través del tiempo.

Debido a cuestiones de tiempo y dinero, por falta de datos de ensayo Proctor en el lugar; y además por exceder los alcances del estudio de anteproyecto no se realizaron los ensayos de laboratorio correspondientes para determinar el porcentaje de cal requerido.

Por lo cual se adopta un porcentaje de cal óptimo a colocar del 4%, valor mínimo exigido por el Pliego de la Dirección Nacional de Vialidad del año 1998.

1. Exigencias a cumplir (Compactación):

Se realiza a máxima densidad, según la Norma V.N.E. 19 - 66. El Pliego de la Dirección Nacional de Vialidad del año 1998, establece que la densidad promedio de cada tramo a controlar será mayor o igual al 100% de la densidad antes mencionada, no se admitirán valores individuales inferiores a 98% de la densidad media del tramo. Los valores de densidad de cada tramo terminado se efectuarán como se indica en la norma V.N.E. 8 – 66 “Control de Compactación por el Método de la Arena”, cada 1000 metros cuadrados como máximo.

2. Estimación de cantidad de bolsas a colocar:

Para la determinación de la cantidad de bolsas a colocar se adoptó una densidad máxima de ensayo Proctor de un suelo con similares características. Cabe aclarar que el fin de esta última adopción es solo la de determinar un estimativo de cantidad de bolsas de cal a colocar para establecer un posible cómputo y posterior presupuesto.

S máx.=1,56 gr/cm³ (Densidad máxima obtenida del ensayo Proctor de suelo con similares características)

S suelta=1,38 gr/cm³ (Densidad suelta)

% de desperdicios: 0,3% Cal=4%+0,3%=4,3%

Consideramos como ancho de camino un metro, si bien se trata de una playa de estacionamiento, se multiplicará luego por el ancho total de la playa, para determinar luego en el presupuesto la cantidad total de cal a colocar:

Volumen del material = ancho*espesor*largo = $1\text{m} \cdot 0.20\text{m} \cdot 1\text{m} = 0.20\text{ m}^3/\text{m}$; para 1m de ancho

Volumen de material compactado = Vol. material $\text{m}^3/\text{m} \cdot S_{\text{máx. Kg}/\text{m}^3} = 0.20\text{ m}^3/\text{m} \cdot 1560\text{ Kg}/\text{m}^3 = 312\text{ kg}/\text{m}$

Peso mezcla suelo-cal = Peso del suelo seco (P_{ss}) + Peso cal (P_c) =

$P_m = P_{ss} + P_c$

$P_c = 0.043 \cdot P_{ss}$

$P_m = P_{ss} + 0.043 P_{ss} = 1.043 P_{ss}$

$P_m =$ peso del material compactado = $1.043 P_{ss} = 312\text{ kg}/\text{m}$ para 1m de ancho

$P_c = 0.043 \cdot P_{ss}\text{ kg}/\text{m} = 0.043 \cdot 299\text{kg}/\text{m} = 13\text{ kg}/\text{m}$ para 1 m de ancho de camino

Calculo del volumen de suelo:

$\text{Vol} = P_{ss} / (\text{Dens. Suelta}) = 299\text{ kg}/\text{m} / (1380\text{ kg}/\text{m}^3) = 0.22\text{ m}^3/\text{m}$

Para la sección del caballete: 0.22 m^2

Espesor = $0.22\text{ m}^2/1\text{m} = 0.22\text{ m}$

Incorporación de cal: (en bolsas de 25 kg)

$P_c / (25\text{kg}/\text{bolsa}) = 13\text{ kg}/\text{m} / (25\text{kg}/\text{bolsa}) = \mathbf{0.5\text{ bolsa}/\text{ml para 1 metro de ancho de camino.}$

La construcción de esta capa se regirá según el Pliego de Especificaciones Técnicas Generales de la DNV, Sección C.IV. Base o Subbase de Suelo-Cal.

- Pavimento de hormigón:

Será el utilizado en las áreas de espacio de estacionamiento y en las calles de circulación dentro de la playa de la misma.

El espesor será el correspondiente al mínimo establecido por norma, es decir, de 15 cm y corresponderá a un pavimento de hormigón simple sin acero de refuerzo y sin pasadores en juntas transversales, logrando la transferencia de carga a través del esfuerzo de corte proporcionado por los agregados.

Rige Sección A.I. del Pliego de la DNV Construcción de Calzadas de Hormigón de Cemento Portland.

Espesor losa de hormigón: $e = 15\text{ cm}$

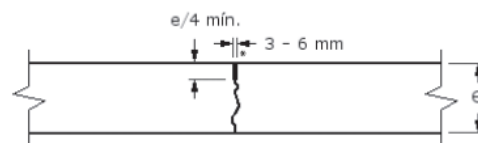
Hormigón tipo: H-30

- Juntas transversales:

De acuerdo con la Guía AASHTO Suplemento 1998 el distanciamiento de juntas transversales resulta igual a 4,0 metros para todos los casos considerados. Estas juntas deberán ser aserradas en una profundidad igual al tercio del espesor de las losas, no llevan barras pasadoras confiando la transmisión de cargas al interlock (trabazón) de los áridos.

Juntas transversales: Sin pasadores

Separación: 4,00m



Tipo A-2
JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCIÓN
sin pasadores

Figura VI-39. Esquema de fisura tipo transversal de contracción (Fuente: MDCPH. ICPA)

- Juntas longitudinales:

Se opto por la colocación de juntas longitudinales con una separación de 3,00 m con barras de unión:

Diámetro de la barra= 12 mm

Separación entre barras = 0.70m (Adoptado)

Distancia entre junta y borde libre más cercano = 4m (Adoptado por recomendación del ICPA)

Disposición: a mitad del espesor de la losa (7,5cm)

Distancia entre las barras extremas y las juntas transversales= 0,40m

Largo mínimo de la barra = 0,72m

VI.8.c. Zona de módulos de estacionamiento:

Se considero para la zona de ubicación de los vehículos una superficie de rodamiento compuesta por enripiado. Con este sistema se busca permitir el drenaje de las aguas pluviales hacia el terreno y minimizar las condiciones de impermeabilidad.

La capa de rodamiento estará compuesta por la misma base de suelo-cemento que se utilizó para la zona de circulación vehicular y una capa de material granular, la cual estará

conformada por un sistema que provoca el confinamiento del material granular, llamado "sistema de confinamiento geocelular ". Este sistema permite:

- Minimizar significativamente la formación de baches.
- Reducir la deflexión vertical, así como la presión de contacto en la subrasante.
- Controlar el efecto cortante y el movimiento lateral del material de relleno grueso y permeable.
- Con relleno de granulometría abierta, reduce el escurrimiento de las aguas pluviales y forma un depósito de contención / retención de agua.
- El relleno confinado en el sistema produce una losa semi-rígida con alta resistencia a la flexión

1. Paquete estructural:

Las capas que conforman el paquete estructural son:

- Subrasante: se utiliza el mismo criterio definido para la zona de circulación vehicular por tratarse del mismo suelo con las mismas características. Se tiene un espesor de 30 cm de suelo compactado.
- Subbase/base: se coloca la misma subbase suelo-cal utilizada. Vale lo mismo para este punto. Espesor subrasante/subbase: $e=15$ cm
- Carpeta de rodamiento: se adopta una capa de 15 cm de espesor conformada por ripio natural, zarandeado o triturado con o sin incorporación de suelos. Esta capa deberá cumplir con las exigencias establecidas en la sección C.III del pliego de especificaciones técnicas generales de la DNV-1998:

Mezcla:

El ripio o mezcla de ripio y suelo destinado a la formación de enripiado deberá responder a las siguientes exigencias de granulometría y plasticidad:

Pasa Tamiz	%
1" (25mm)	100
Nº 4 (4,75mm)	50-90
Nº 40 (420 μ)	20-50
Nº 200 (75 μ)	10-25

Índice de plasticidad %.....de 5 a 10.

Límite líquido %menor de 35.

Exigencias:

Se deberán cumplir las siguientes exigencias de compactación, sobre un mínimo de 9 determinaciones. En cada tramo se deberá cumplir con las siguientes exigencias de compactación:

- I) En cada tramo constructivo se efectuarán un mínimo de 9 (nueve) determinaciones de densidad exigiéndose que el valor medio de la densidad seca (δ_{som}) sea mayor o igual que el 97% de la densidad seca máxima obtenida en laboratorio con la misma mezcla para el ensayo tipo V (δ_{slm}) según la norma de ensayo V.N.E-5-93.

$$\delta_{som} > 0,97 \delta_{slm}$$

- II) Como exigencia de uniformidad de compactación la densidad seca de cada determinación (δ_{so}) deberá ser mayor o igual que el 98% de (δ_{som}) de los valores obtenidos en la cancha.

$$\delta_{so} > 0,98 \delta_{som}$$

Se admitirá un solo valor de D_{so} por debajo de lo exigido en II. Si no se cumplen las exigencias I ó II se rechazará el tramo. D_{slm} será la media de 6 ó más ensayos efectuados con la fórmula de obra.

- Paneles de geoceldas:

La capa de ripio se confinará mediante el uso de paneles constituidos por tiras texturizadas y perforadas de polietileno de alta densidad soldadas entre sí por ultrasonido. A este sistema se lo suele denominar comúnmente “**geoceldas**”.

Al ser extendidos en obra, estos paneles crean enormes estructuras plásticas en forma de “panal de abejas”, cuyas celdas pueden ser rellenas con distintos materiales como ser: arena, suelo vegetal, piedra, hormigón, etc.



Figura VI-40. Panel de geoceldas. (Fuente: Tecno materiales. S.A)



Figura VI-41. Panel de geoceldas. (Fuente: Tecno materiales. S.A)

Las paredes perforadas aumentan la trabazón del material de relleno, y eventualmente de la vegetación, facilitando además el drenaje en el plano del panel. A continuación, se representa en la tabla siguiente las características técnicas de los paneles de geoceldas estándar:



Figura VI-42. Características técnicas de las geoceldas comerciales (fuente: catálogo Coripa S.A)

Se adoptó para el confinamiento del ripio una altura de geocelda estándar de 15cm de tipo GW30V. Se observa seguidamente una imagen de la geocelda:

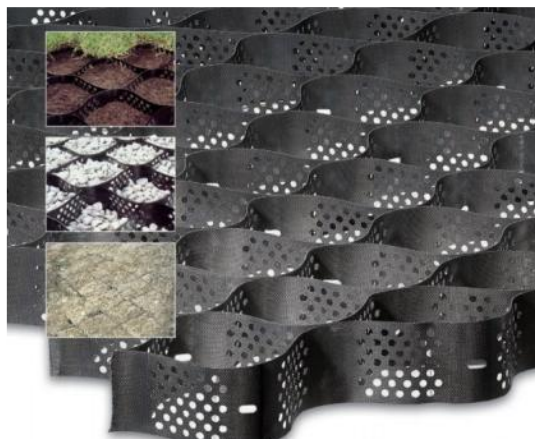


Figura VI-43. Geocelda comercial (fuente: catálogo Pavitec. Concrete S.A)

VI.9. Desagüe pluvial de la estación terminal de ómnibus.

A continuación, se llevará a cabo el diseño del sistema de desagüe pluvial de la estación terminal de ómnibus de Resistencia.

VI.9.a. Determinación de los parámetros

Para dimensionar el desagüe (cordones cunetas, cunetas perimetrales, conductos etc.) que recolecte el agua pluvial al sistema colector exterior ubicado en la avenida Malvinas Argentinas y la Ruta Nacional N°11 se utilizó el método racional aplicable a cuencas urbanas con áreas inferiores a los 3 km².

Para aplicar dicho método es necesario definir en primera medida el valor del “caudal pico” Q_p (escurrimiento superficial directo) que provoca una tormenta de diseño, el cual está definido por la fórmula siguiente:

$$Q = 0,275 * C * I * A$$

Donde:

Q: caudal pico (m³)

C: coeficiente de escorrentía

I: intensidad media de precipitación (mm/h)

A: área de la cuenca (km²)

1. Determinación del área de aporte:

Debido a que no se disponen de datos de curvas de nivel del terreno natural del área de estudio; se plantea a nivel proyecto definir sub-áreas con pendiente y sentido de escurrimiento superficial homogéneo, las cuales se utilizarán para el posterior cálculo y dimensionado del desagüe.

Se definieron de esta manera 3 sub-áreas cuyas superficies se muestran en la siguiente tabla:

Tabla VI.41. Superficie de las subáreas de aporte. (Fuente: elaboración propia)

Sub-área	Superficie (m ²)	Superficie (km ²)
Sub-área 1	8.804,6	0,0088046
Sub-área 2	4.734,92	0,00473492
Sub-área 3	8.917,39	0,00891739

Cabe aclarar que el área correspondiente a la cubierta de la terminal no se la considera como área a desaguar mediante el desagüe debido a que se plantea en el proyecto un sistema de recolección de agua pluvial. Esta área de cubierta representa un total de 9300,67 m².

En resumen:

Área de la cubierta: 9300,67 m².

Área N°1: 8804,60 m².

Área N°2: 4734,92 m².

Área N°3: 8917,37 m².

Área total de la terminal: 31757,58 m² = 3,17 ha.

Área total de aporte al desagüe: (8804,6+4734,92+8917,37) m² = 22456,89 m².

Área de aporte al desagüe: 22456,89 m² = 0,02246 km²

2. Tiempo de retorno:

El tiempo de retorno depende del tipo de ocupación de área para la cual se diseña la obra, para calcularlo, se recurrió al uso de la siguiente tabla del libro “Drenagem Urbana” del autor Tucci, año 1995:

Tabla VI.42. Tiempo de retorno. (Fuente: Drenagem Urbana. Tucci.1995)

Tipo de obra	Tipo de ocupación de área	TR (años)
Microdrenajes	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas con edificios de servicios públicos	5
	Aeropuertos	2 - 5
	Áreas comerciales con arterias de tráfico	5 - 10
Macro drenajes	Áreas comerciales y residenciales	50 - 100
	Áreas de importancia específica	500

En nuestro caso, nuestro tipo de obra se trata de un micro drenaje y corresponde a un área con edificios de servicios públicos por lo que se adoptó un tiempo de retorno de 5 años.

TR = 5 años

3. Coeficiente de escorrentía:

El coeficiente de escorrentía es la relación entre a tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, en otras palabras, es la relación entre el escurrimiento directo y la precipitación para el área de drenaje. Representa la fracción de lluvia que escurre en forma directa y su valor está comprendido entre 0 y 1. Es la variable menos precisa del método racional.

El porcentaje de lluvia que escurre hacia los drenajes depende del porcentaje de permeabilidad, pendiente, características de encharcamiento de la superficie, características y condiciones de compactación del suelo, intensidad de lluvia y proximidad al nivel freático, entre otros factores.

Para la determinación del mismo, es necesario tener en cuenta las características de la superficie que se proyecta (uso de suelo y % de impermeabilidad).

Es por ello por lo que a continuación se desarrolló una tabla en la cual se estimaron los porcentajes de zonas permeables e impermeables para cada sub-área de la zona de estudio; siendo los resultados los siguientes:

Tabla VI.43. Porcentajes de zonas permeables e impermeables. (Fuente: elaboración propia)

Sub-área	Porcentaje de zonas impermeables (%)	Porcentaje de zonas permeables (%)
Sub-área 1	69,50	30,50
Sub-área 2	15,78	84,22
Sub-área 3	68,90	31,10

Luego, utilizando la tabla n° 15.1.1 “Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional” del libro Hidrología aplicada de los autores Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W.Mays, se determinaron los coeficientes correspondientes:

Tabla VI.44. Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional. (Fuente: Ven-Te-Chow)

Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional.							
Característica de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50 % del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con Autorización.

A continuación, si se multiplican los porcentajes de zonas permeables o impermeables por su correspondiente coeficiente de escorrentía se obtiene como resultado un coeficiente de escorrentía ponderado de cada sub-área. Esto es así, ya que es imposible asignar a cada sub-área un solo coeficiente de escorrentía debido a que las mismas presentan una heterogeneidad en el uso de suelo.

Resulta entonces la siguiente tabla resumen:

Tabla VI.45. Coeficientes de escorrentía ponderados para cada subárea. (Fuente: elaboración propia)

Sub-área	Porcentaje de zonas impermeables (%)	Coeficiente de Escorrentía	Porcentaje de zonas permeables (%)	Coeficiente de Escorrentía	Coeficiente de Escorrentía Ponderado
Sub-área 1	69,50	0,8	30,50	0,34	0,66
Sub-área 2	15,78		84,22		0,41

Sub- área 3	68,90		31,10		0,66
----------------	-------	--	-------	--	-------------

4. Intensidad de precipitación:

La intensidad de la lluvia “i” es la tasa promedio de lluvia en mm/h para una cuenca o subcuenca en particular. La misma se define en función de la duración de la lluvia de diseño y el período de retorno.

La intensidad de precipitación “i” en mm/h se obtiene de las curvas IDF (intensidad-duración-frecuencia) disponibles de la ciudad que se trate, en nuestro caso, de la ciudad de Resistencia. Las mismas responden a la siguiente expresión matemática:

$$I_p = \frac{A}{(Td + B)^C}$$

En donde, los coeficientes A, B y C son parámetros de ajuste adimensionales que adquieren diferentes valores de acuerdo con el tiempo de recurrencia con el que se trabaje y “Td” es el valor de la duración de la lluvia de diseño que generalmente se toma igual al tiempo de concentración “tc” de la cuenca.

Tabla VI.46. Valores de los parámetros A, B, C de las curvas IDF. (Fuente: Actualización y análisis de las curvas IDF en el AMGR. Pilar, Jorge; Ruberto, Alejandro; Depettris, Carlos; Gabazza, Sonia; Kutnich; Edgardo J)

TR (años)	Parámetros		
	A	B	C
2	740	8,1	0,63299
5	1201,5	11,1	0,684
10	1648,5	16	0,716
25	2300	24,5	0,745
50	2135	24	0,711

Por su parte, se define al tiempo de concentración “tc” de una cuenca como el tiempo al cabo del cual se alcanza la escorrentía pico, es decir, cuando toda la cuenca está aportando al flujo de salida. Es el tiempo que tarda una gota de agua para fluir desde el punto más alejado (hidráulicamente) de la cuenca hasta la salida.

En este caso el procedimiento adoptado para calcularlo fue mediante la utilización de la ecuación de Kirpich (1940), la cual se expresa de la siguiente manera:

$$tc = 0,4 * (3,989 * L^{0,77} * S^{-0,385})$$

Donde;

Tc: tiempo de concentración en minutos

L: longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida o longitud máxima de recorrido del agua (km)

S: pendiente promedio de la cuenca (m/m)

(Para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar a tc por 0,4)

Para establecer la pendiente media de la cuenca se plantean los siguientes aspectos:

- En primera instancia, se propone, a nivel anteproyecto, darle a el predio en donde se construirá el edificio (parcelas n° 35 y parte de la n° 85) una cota superior a la existente actualmente mediante un terraplenamiento del mismo. (ver plano anexo n°...) adoptándose entonces una cota dentro del predio de 52,00 m.
- En segunda instancia, tomando como referencia los trabajos finales “Terminal de ómnibus de media y larga distancia de la ciudad de Corrientes” del autor Matías Luis Sánchez Lafuente (2012) y “Anteproyecto de playa de transferencia de carga” de los autores Edgar Hamm y Aníbal Zibelman (2008); y además respetando el pliego de especificaciones técnicas de la DNV, se adopta una pendiente media de la cuenca igual a 0,003 m/m.

Pendiente media de la cuenca: 0,003 m/m

Entonces, aplicando la fórmula de Kirpich , se calcula el tiempo de concentración para cada sub-área:

Sub-área 1 →

$$tc1 = 0,4 * (3,989 * (0,016km)^{0,77} * \left(\frac{0,003m}{m}\right)^{-0,385})$$

$$tc1 = 0,619 \text{ min}$$

Sub-área 2 →

$$tc2 = 0,4 * (3,989 * (0,069km)^{0,77} * \left(\frac{0,003m}{m}\right)^{-0,385})$$

$$tc2 = 1,906 \text{ min}$$

Sub-área 3 →

$$tc3 = 0,4 * (3,989 * (0,026km)^{0,77} * \left(\frac{0,003m}{m}\right)^{-0,385})$$

$$tc1 = 0,899\text{min}$$

Con los valores de los tiempos de concentración calculados anteriormente y para un TR= 5 años; se procede a determinar para cada sub-área las intensidades de precipitación “i”, a manera de resumen se presenta la siguiente tabla:

Tabla VI.47. Valores de I (mm/h) para cada sub-área. (Fuente: elaboración propia)

Sub-área	Longitud máxima (km)	Pendiente media (m/m)	Tiempo de concentración Tc (min)	Intensidad de precipitación I (mm/h)
Sub-área 1	0,016	0,003	0,619	223,16
Sub-área 2	0,069	0,003	1,906	207,80
Sub-área 3	0,026	0,003	0,899	219,58

5. Calculo de caudales:

Aplicando la fórmula del método racional se calculan los caudales correspondientes a cada sub-área:

Tabla VI.48. Caudales pico para cada sub-área. (Fuente: elaboración propia)

Sub-área	Caudal Pico (m3/s)
Sub-área 1	0,356
Sub-área 2	0,112
Sub-área 3	0,354

6. Determinación de las dimensiones de los conductos de vinculación

Los conductos de vinculación son aquellos encargados de conducir el agua captada por los imbornales hasta los conductos secundarios o principales ubicados en el exterior del predio.

Estos elementos pueden ser circulares o rectangulares. En este proyecto se adoptaron conductos circulares, para lo cual se determinarán a continuación los valores de los diámetros correspondientes y se seleccionarán los diámetros comerciales superiores.

Cabe aclarar que el municipio de la ciudad de Resistencia establece un valor mínimo, determinado, fundamentalmente por limpieza de 0,60 metros.

Para la determinación de los diámetros de los conductos se utiliza la fórmula de Manning asumiéndose que el mismo no trabaja a presión, se encuentra a sección llena y con flujo uniforme:

$$D = \left(\frac{3,21 * n * Q}{\sqrt{S_0}} \right)^{3/8}$$

Donde;

N: número de Manning. Se encuentra en función del material del conducto. En este caso se trabaja con caños de hormigón pre moldeado, por lo que n toma el valor de 0,013.

Q: caudal pico de cada sub-área (m³/s)

So: pendiente longitudinal del conducto (m/m)

Para ello se confecciona la siguiente tabla:

Tabla VI.49. Cálculos de los diámetros de los conductos de vinculación.

Sub-área	Caudal Pico Q (m ³ /s)	Número de Manning (n)	Pendiente So (m/m)	$\sqrt{S_0}$	Diámetro D (m)	Diámetro adoptado D (m)
Sub-área 1	0,356	0,013	0,003	0,055	0,61	0,70
Sub-área 2	0,112	0,013	0,003	0,055	0,40	0,60
Sub-área 3	0,354	0,013	0,003	0,055	0,61	0,70

VI.10. Cálculo de caudal erogado por la cubierta.

A continuación, se llevará a cabo el diseño del sistema de desagüe pluvial de la estación terminal de ómnibus de Resistencia.

VI.10.a. Determinación de los parámetros

Para dimensionar el desagüe (cordones cunetas, cunetas perimetrales, conductos etc.) que recolecte el agua pluvial al sistema colector exterior ubicado en la avenida Malvinas Argentinas y la ruta nacional N°11 se utilizó el método racional aplicable a cuencas urbanas con áreas inferiores a los 3 km².

Para aplicar dicho método es necesario definir en primera medida el valor del “caudal pico” Q_p (escurrimiento superficial directo) que provoca una tormenta de diseño, el cual está definido por la fórmula siguiente:

$$Q = 0,275 * C * I * A$$

Donde:

Q: caudal pico (m³)

C: coeficiente de escorrentía

I: intensidad media de precipitación (mm/h)

A: área de la cuenca (km²)

Determinación del área de aporte:

Debido a que no se disponen de datos de curvas de nivel del terreno natural del área de estudio; se plantea a nivel proyecto definir sub-áreas con pendiente y sentido de escurrimiento superficial homogéneo, las cuales se utilizarán para el posterior cálculo y dimensionado del desagüe.

Se definieron de esta manera 7 sub-áreas cuyas superficies se muestran en la siguiente tabla:

Tabla VI.50. Superficie de las subáreas de aporte. (Fuente: elaboración propia)

Sub-área	Superficie (m ²)	Superficie (km ²)
Sub-área 1	2316,340	0,00231634
Sub-área 2	3206,060	0,00320606
Sub-área 3	2986,270	0,00298627
Sub-área 4	226,170	0,00022617
Sub-área 5	226,170	0,00022617

Sub-área 6	121,200	0,0001212
Sub-área 7	121,200	0,0001212
Total	9203,410	0,00920341

Cabe aclarar que el área correspondiente a la cubierta de la terminal, no se la considera como área de aporte al desagüe pluvial, debido a que se plantea en el proyecto un sistema de recolección de agua pluvial de la superficie del techo.

En resumen:

Área de la cubierta: 9203,41 m².

Área total de la terminal: 31968,15 m² = 3,196 ha.

Área de aporte al desagüe pluvial del techo: 9203,41 m² = 0.009203 km²

Tiempo de retorno:

El tiempo de retorno depende del tipo de ocupación de área para la cual se diseña la obra, para calcularlo, se recurrió al uso de la siguiente tabla del libro “Drenagem Urbana” del autor Tucci, año 1995:

Tabla VI.51. Tiempo de retorno. (Fuente: Drenagem Urbana. Tucci.1995)

Tipo de obra	Tipo de ocupación de área	TR (años)
Microdrenajes	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas con edificios de servicios públicos	5
	Aeropuertos	2 - 5
	Áreas comerciales con arterias de tráfico	5 - 10
Macro drenajes	Áreas comerciales y residenciales	50 - 100
	Áreas de importancia específica	500

En nuestro caso, nuestro tipo de obra se trata de un micro drenaje y corresponde a un área con edificios de servicios públicos por lo que se adoptó un tiempo de retorno de 5 años.

TR = 5 años

Coefficiente de escorrentía:

El coeficiente de escorrentía es la relación entre a tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, en otras palabras, es la relación entre el escurrimiento directo y la precipitación para el área de drenaje. Representa la fracción de lluvia que escurre en forma directa y su valor está comprendido entre 0 y 1. Es la variable menos precisa del método racional.

El porcentaje de lluvia que escurre hacia los drenajes depende del porcentaje de permeabilidad, pendiente, características de encharcamiento de la superficie, características y condiciones de compactación del suelo, intensidad de lluvia y proximidad al nivel freático, entre otros factores.

Para la determinación del mismo, es necesario tener en cuenta las características de la superficie que se proyecta (uso de suelo y % de impermeabilidad).

En el presente proyecto las sub-áreas son impermeables por tratarse de cubierta metálica.

Luego, utilizando la tabla n° 15.1.1 “Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional” del libro Hidrología aplicada de los autores Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays, se determinaron los coeficientes correspondientes:

Tabla VI.52. Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional. (Fuente: Ven-Te-Chow)

Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto / techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<i>Zonas verdes (jardines, parques, etc.)</i>							
<i>Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50 % del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75 % del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
<i>Área de cultivos</i>							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
<i>Pastizales</i>							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Bosques</i>							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la tabla son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas. Utilizada con Autorización.

Donde tendremos un coeficiente de escorrentía uniforme para cada una de las sub-áreas, debido a la uniformidad de características de superficie igual a $C=0.80$.

Intensidad de precipitación:

La intensidad de la lluvia “i” es la tasa promedio de lluvia en mm/h para una cuenca o subcuenca en particular. La misma se define en función de la duración de la lluvia de diseño y el período de retorno.

La intensidad de precipitación “i” en mm/h se obtiene de las curvas IDF (intensidad-duración-frecuencia) disponibles de la ciudad que se trate, en nuestro caso, de la ciudad de Resistencia. Las mismas responden a la siguiente expresión matemática:

$$I_p = \frac{A}{(Td + B)^C}$$

En donde, los coeficientes A, B y C son parámetros de ajuste adimensionales que adquieren diferentes valores de acuerdo con el tiempo de recurrencia con el que se trabaje y “Td” es el valor de la duración de la lluvia de diseño que generalmente se toma igual al tiempo de concentración “tc” de la cuenca.

Tabla VI.53. Valores de los parámetros A, B, C de las curvas IDF. (Fuente: Actualización y análisis de las curvas IDF en el AMGR. Pilar, Jorge; Ruberto, Alejandro; Depettris, Carlos; Gabazza, Sonia; Kutnich; Edgardo J)

TR (años)	Parámetros		
	A	B	C
2	740	8,1	0,63299
5	1201,5	11,1	0,684
10	1648,5	16	0,716
25	2300	24,5	0,745
50	2135	24	0,711

Por su parte, se define al tiempo de concentración “tc” de una cuenca como el tiempo al cabo del cual se alcanza la escorrentía pico, es decir, cuando toda la cuenca está aportando al flujo de salida. Es el tiempo que tarda una gota de agua para fluir desde el punto más alejado (hidráulicamente) de la cuenca hasta la salida.

En este caso el procedimiento adoptado para calcularlo fue mediante la utilización de la ecuación de Kirpich (1940), la cual se expresa de la siguiente manera:

$$tc = 0,4 * (3,989 * L^{0,77} * S^{-0,385})$$

Donde:

Tc: tiempo de concentración (min)

L: longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida o longitud máxima de recorrido del agua (km)

S: pendiente promedio de la cuenca (m/m)

(Para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar a tc por 0,4)

Estableciéndose el siguiente cuadro para el cálculo del tiempo de concentración t_c , para cada una de las sub-áreas aplicando la fórmula de Kirpich.

Tabla VI.54. Valores de tiempo de concentración t_c para cada sub-áreas. (Fuente: elaboración propia)

Sub-área	Long. máx. del escurrimiento (Km)	Pendiente promedio (m/m)	Tc (min)
Sub-área 1	0,0151	0,12	0,14297
Sub-área 2	0,0209	0,12	0,18363
Sub-área 3	0,0209	0,12	0,18363
Sub-área 4	0,0126	0,12	0,12437
Sub-área 5	0,0126	0,12	0,12437
Sub-área 6	0,01	0,30	0,07315
Sub-área 7	0,01	0,30	0,07315

Con los valores de los tiempos de concentración calculados anteriormente y para un TR= 5 años; se procede a determinar para cada sub-área las intensidades de precipitación “i”, a manera de resumen se presenta la siguiente tabla:

Tabla VI.55. Valores de I (mm/h) para cada sub-área. (Fuente: elaboración propia)

Sub-área	Longitud máxima (km)	Pendiente media (m/m)	Tiempo de concentración Tc (min)	Intensidad de precipitación I (mm/h)
Sub-área 1	0,0151	0,12	0,14297	229,57
Sub-área 2	0,0209	0,12	0,18363	229,01
Sub-área 3	0,0209	0,12	0,18363	229,01
Sub-área 4	0,0126	0,12	0,12437	229,83
Sub-área 5	0,0126	0,12	0,12437	229,83
Sub-área 6	0,01	0,30	0,07315	230,55
Sub-área 7	0,01	0,30	0,07315	230,55

Calculo de caudales:

Aplicando la fórmula del método racional se calculan los caudales correspondientes a cada sub-área:

Tabla VI.56. Caudales pico para cada sub-área. (Fuente: elaboración propia)

Sub-área	Caudal Pico (m ³ /s)
Sub-área 1	0,117
Sub-área 2	0,162
Sub-área 3	0,150
Sub-área 4	0,011
Sub-área 5	0,011
Sub-área 6	0,006
Sub-área 7	0,006

Determinación de las dimensiones de los conductos de vinculación

De acuerdo con la Tabla VI.57 de "superficies máximas de desagüe (medidos en proyección horizontal) del "Reglamento de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias e Industriales de Obras Sanitarias de La Nación.

Tabla VI.57. Superficies máximas de desagüe (medidos en proyección horizontal)

(*) **CAÑOS DE LLUVIA:** Superficie máxima de desagüe (medidas en proyección horizontal):

Diámetro del caño de lluvia	0,060 (**)	0,100 m	0,125 m	0,150 m	0,175 m	0,200 m	0,225 m	0,250 m
Techos planos (pendiente hasta 5%)	90	300	450	750	900	1.170	1.480	1.830
Techos inclinados	65	220	320	550	620	820	1.040	1.290
Caños de lluvia ventilados (caño de ventilación o reja de aspiración)	180	600	900	1.500	1.800	2.340	2.960	3.660

Utilizando los valores brindados por la tabla para diámetros de 0,1m y 0,15m, se obtuvieron las siguientes cantidades de bajadas por sub-áreas.

Tabla VI.58. Diámetros y numero de bajadas de desagüe pluvial.

Sub-área	Superficie (m ²)	Diámetro (m)	Numero de bajadas
Sub-área 1	2316,340	0,150	10
Sub-área 2	3206,060		
Sub-área 3	2986,270	0,150	6
Sub-área 4	226,170	0,125	1
Sub-área 5	226,170	0,125	1
Sub-área 6	121,200	0,100	1
Sub-área 7	121,200	0,100	1

En este proyecto se adoptaron conductos circulares de PVC.

VII. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

VII.1. Introducción

Para presupuestar el proyecto se realizó el correspondiente cómputo métrico subdividiendo los trabajos en rubros e ítems elementales, agrupados y ordenados según la secuencia lógica de ejecución. En dichos trabajos se estimaron las cantidades de materiales, mano de obra y equipos que serán necesarios para la materialización del mismo.

El proceso de cómputo y presupuesto se realizó siguiendo las recomendaciones del libro Cómputos y Presupuestos de Mario E. Chandías – José Martín Ramos.

El método empleado para obtener el costo-costo es el método de análisis de precios unitarios, en el cual el mismo se define como la suma de los costos de materiales más los costos de la mano de obra de cada trabajo considerado como ítem.

VII.2. Computo métrico

El objetivo del cómputo es medir cada uno de los trabajos que se deben realizar en una obra para establecer el costo de la misma y determinar así la cantidad de materiales necesarios para poder llevarla a cabo. Se reduce a cuantificar longitudes, superficies y volúmenes de los siguientes rubros:

Tabla VII.1. Rubros empleados (fuente: equipo de trabajo)

Rubro	Designación
1	Trabajos preliminares
2	Movimientos de suelo
3	Estructura de hormigón armado
4	Acero ADN 420
5	Capa aisladora
6	Albañilería
7	Contrapisos
8	Revoques
9	Pisos

10	Revestimientos
11	Cubierta
12	Carpintería
13	Vidrio
14	Pintura
15	Pared verde
16	Circulación vertical
17	Subrasante
18	Subbase Suelo-Cemento
19	Carpeta de rodamiento Hormigón - H-30
20	Carpeta de rodamiento de módulos de estacionamiento
21	Toldos para módulos
22	Instalación sanitaria
23	Instalación eléctrica
24	Desagües Pluviales

VII.3. Análisis de precios unitarios

Para obtener el costo de producción de la unidad de un bien, se realiza un despiece de los costos fijos y variables como son la mano de obra y el precio de materiales, se afecta a cada una de estas partes por un coeficiente que corresponde al rendimiento que tienen en el rubro estudiado dentro del ítem, luego se suman estos valores y se obtiene el precio por unidad del rubro, que combinados con los valores obtenidos del cómputo métrico, servirán más adelante, para determinar el costo-costo de la obra.

Para establecer el consumo de horas hombre, que se requiere, para realizar determinados trabajos y la cantidad de material necesaria para generar la unidad de la tarea estudiada, se recurrió al libro “Cómputo y presupuesto” del ing. Mario E. Chandías (2006).

VII.4. Costo de la mano de obra

Se adoptó para este proyecto la forma de pago más habitual en obras civiles que es por contrato, en la cual el obrero recibe un jornal diario correspondiente a una jornada de trabajo de ocho horas. Este jornal diario se obtiene a partir del jornal básico horario

acordado anualmente por convenio colectivo de trabajo n° 76/75, cuyo valor vigente desde julio de 2017 se expresa en la siguiente tabla.

Tabla VII.2. Jornales básicos (fuente: Consejo profesional del Chaco)

Ayudante	\$ 65.21
Medio oficial	\$ 71.03
Oficial	\$ 77.04
Oficial especializado	\$ 90.41

VII.5. Costo – Costo

El costo-costo comprende la suma del costo de los materiales más el costo de la mano de obra.

Cuando se analiza el costo de los materiales se consideran al pie de obra, para ello se deben tener en cuenta distintos factores, como ser el precio en origen, distancia del lugar de origen hasta la obra, pérdidas, gastos de carga y descarga.

Los precios se han obtenido de consultas realizadas a proveedores locales y de revistas especializadas (revista vivienda n°644, noviembre 2017).

Otro elemento que se tiene en cuenta es el equipamiento empleado. Para ello se definen gastos fijos en función de la amortización del capital invertido, intereses del capital no amortizado, gastos de seguro, patente, entre otros.

El costo de la mano de obra, por su parte, depende del rendimiento y de la valorización de este.

El rendimiento es la cantidad de obra hecha en la unidad de tiempo y está condicionado principalmente por la forma de contratación del obrero, el clima, capacitación del obrero, equipamiento y la organización de la obra.

VII.6. Costo

El costo es todo aquello que queda representado físicamente en la obra y comprende la suma del costo – costo más los gastos generales.

Los gastos generales son todas las inversiones que deben efectuar la empresa para poder materializar la obra y que no forman parte del costo – costo. En la práctica se traduce a porcentajes del costo – costo y pueden ser directos o indirectos.

Gastos generales directos: son los que surgen por la sola existencia de la obra o como consecuencia de esta.

Gastos generales indirectos: son los que surgen de la existencia de la empresa, haya o no obras en ejecución.

VII.7. PRESUPUESTO – PRECIO DE OFERTA

El precio final de la obra se obtuvo sumando el costo – costo total más los siguientes porcentajes de corrección:

+ **Gastos generales:** como se dijo son aquellos gastos de la empresa para materializar la obra que no forman parte del costo – costo, incluyendo los gastos directos e indirectos. Por corresponder el presente trabajo a la etapa de anteproyecto es suficiente estimarlos como un 15% del costo – costo.

+ **Beneficios:** es la pretensión de la retribución del empresario, que varía según la ley de oferta y demanda entre el 7% y el 15% de la suma del costo más. Se adoptó un valor medio del 10%.

+ **Impuestos:** los gravámenes que afectan a la actividad de la construcción que fueron considerados son el impuesto al valor agregado (IVA = 21%) y el impuesto a los ingresos brutos de la provincia de 3,75%. Estos se calcularon como un porcentaje de la suma de los conceptos anteriores.

El costo total de la obra resulta de \$ **80.452.333,88** (ver Tabla VII.3).

Tabla VII.3. Cómputo y presupuesto de la obra.

Designación	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Subtotal	Precio por rubro	% de incidencia
Trabajos preliminares						
Cartel de obra	1,00	Un	\$ 30.000,00	\$ 30.000,00	\$34.281,98	0,07%
Limpieza de terreno	1,00	Gl	\$ 2.691,87	\$ 2.691,87		
Replanteo y nivelación de obra	1,00	Gl	\$ 1.590,11	\$ 1.590,11		
Movimientos de suelo						
Movimiento de suelo de obras viales	5202,88	m ³	\$ 69,95	\$ 363.941,67	\$1.369.607,90	2,68%
Excavación para fundaciones	3181,28	m ³	\$ 316,12	\$ 1.005.666,23		
Estructura de hormigón armado						
Fundaciones	1029,45	m ³	\$ 2.964,50	\$ 3.051.804,53	\$5.225.642,73	10,23%
Columnas	254,96	m ³	\$ 2.964,50	\$ 755.828,92		
Vigas	139,46	m ³	\$ 2.964,50	\$ 413.429,17		
Losas	303,21	m ³	\$ 2.964,50	\$ 898.866,05		
Escaleras	35,66	m ³	\$ 2.964,50	\$ 105.714,07		
Acero ADN 420						
Acero para construcción	134655,11	kg	\$ 24,72	\$ 3.328.674,32	\$3.328.674,32	6,52%
Capa aisladora						
Capa aisladora doble sellada	524,05	m ²	\$ 131,99	\$ 69.168,13	\$69.168,13	0,14%
Albañilería						
Mampostería de ladrillos comunes e= 20cm	430,66	m ³	\$ 4.173,05	\$ 1.797.147,35	\$3.376.812,84	6,61%
Mampostería de ladrillos comunes e= 15cm	1026,94	m ²	\$ 422,45	\$ 433.828,69		
Panelería de yeso e= 10cm	1206,14	m ²	\$ 950,00	\$ 1.145.836,80		
Contrapisos						
hormigón pobre sobre losa e=7cm	1869,59	m ²	\$ 264,05	\$ 493.665,24	\$3.549.960,81	6,95%
Hormigón pobre sobre TN e=10cm	8275,49	m ²	\$ 369,32	\$ 3.056.295,57		
Revoques						
Revoque exterior	1189,94	m ²	\$ 308,17	\$ 366.702,58	\$891.025,82	1,74%
Revoque interior	2597,43	m ²	\$ 182,15	\$ 473.122,60		
Azotado bajo revestimiento	552,51	m ²	\$ 92,67	\$ 51.200,64		
Pisos						
Baldosa cerámica	1729,35	m ²	\$ 562,08	\$ 972.033,05	\$3.252.387,72	6,37%
Porcelanato	2205,50	m ²	\$ 1.033,94	\$ 2.280.354,67		

Revestimientos							
Azulejos ceramico 15x15cm	1023,37	m ²	\$ 567,60	\$ 580.864,81	\$580.864,81	1,14%	
Cubierta							
Chapa trapezoidal H°G° N°27	7517,00	m ²	\$ 693,00	\$ 5.209.281,00	\$6.772.779,28	13,26%	
Policarbonato	1343,20	m ²	\$ 1.117,15	\$ 1.500.555,88			
Cumbrera de chapa trapezoidal	186,00	ml	\$ 338,40	\$ 62.942,40			
Carpinteria							
Puertas de acceso	11,00	Un	\$ 12.050,00	\$ 132.550,00	\$512.900,00	1,00%	
Puerta de aluminio	81,00	Un	\$ 3.650,00	\$ 295.650,00			
Ventanas	55,00	Un	\$ 1.540,00	\$ 84.700,00			
Vidrio							
Vidrio estructural	1453,49	m ²	\$ 1.074,70	\$ 1.562.065,70	\$2.377.519,44	4,65%	
Simple	1599,87	m ²	\$ 509,70	\$ 815.453,74			
Pintura							
Latex exterior	3207,97	m ²	\$ 367,00	\$ 1.177.324,99	\$1.441.804,99	2,82%	
Latex inteior	960,00	m ²	\$ 275,50	\$ 264.480,00			
Pared verde							
Pared verde	726,00	m ²	\$ 975,00	\$ 707.850,00	\$707.850,00	1,39%	
Circulación vertical							
Ascensor	2,00	Un	\$ 442.881,00	\$ 885.762,00	\$885.762,00	1,73%	
Subrasante							
Perfilado con compactación	15013,64	m ²	\$ 166,23	\$ 2.495.717,38	\$2.495.717,38	4,89%	
Subbase Suelo-Cemento							
Subbase suelo-cemento con compactación	1087,00	m ³	\$ 2.700,00	\$ 2.934.900,00	\$2.934.900,00	5,75%	
Subbase Suelo-Cal							
Subbase suelo-cal con compactación	1049,00	m ³	\$ 1.697,31	\$ 1.780.478,19	\$1.780.478,19	3,49%	
Carpeta de rodamiento Hormigon - H-30							
Hormigon de calzada	2580,88	m ³	\$ 2.940,30	\$ 7.588.561,46	\$7.588.561,46	14,86%	
Carpeta de rodamiento de modulos de estacionamiento							
Ripio	369,97	m ³	\$ 1.477,94	\$ 546.793,46	\$546.793,46	1,07%	
Toldos para modulos							
	410,00	ml	\$ 33.485,16	\$ 33.485,16	\$33.485,16	0,07%	

Instalación sanitaria					\$232.250,85	0,45%
	1,00	Gl	-	-		
Instalación eléctrica					\$1.071.850,00	2,10%
Bocas	200,00	Un	\$ 5.359,25	\$ 1.071.850,00		
Desagües Pluviales					\$22.200,17	0,04%
	1,00	Gl	-	-		
					Costo - Costo	\$51.083.279,45
					Gastos generales (15%)	\$7.662.491,92
					Subtotal 1	\$58.745.771,36
					Beneficios (10%)	\$5.874.577,14
					Subtotal 2	\$64.620.348,50
					Impuestos (24,5%)	\$15.831.985,38
					Total	\$80.452.333,88

VIII. EVALUACIÓN SOCIOECONÓMICA DEL ANTEPROYECTO.

En la evaluación económica se relacionan los costos y los beneficios del proyecto desde el punto de vista de la economía en su conjunto. El fin de este tipo de evaluación es medir la contribución del proyecto al bienestar económico del país.

En el presente capítulo se realizará la evaluación económica del anteproyecto, pero solo desde el punto de vista de los beneficios y costos económicos, sin analizar los beneficios y costos sociales. Esto es así, debido a que en la práctica una evaluación social de un anteproyecto implica una gran dificultad debido a la cantidad de información a procesar, sumado a la complejidad de los cálculos que deben realizarse. Además, este proyecto en particular posee muchos beneficios difíciles de valorarlos físicamente y poder cuantificarlos, para luego poder ligarlo a un cierto valor económico

Para alcanzar el objetivo, inicialmente se determinaron los procesos de cálculo involucrados y las necesidades de información para los mismos. Posteriormente, con la ayuda de planillas de cálculo, se sistematizó la información y se llegó a la obtención de resultados. Luego, se aplicó el método y la herramienta al caso escogido.

Finalmente, y con base en las actividades previas, se analizó la factibilidad de llevar o no cabo el anteproyecto planteado.

VIII.1. Metodología

Evaluar un proyecto consiste en identificar los aspectos positivos y negativos de su implementación y, mediante un juicio de valor sobre los mismos, establecer si conviene implementarlo o desecharlo.

En el caso de la evaluación meramente económica el procedimiento consiste en identificar, medir y valorar en términos monetarios los beneficios y costos que generará el proyecto a futuro (durante un período de tiempo denominado comúnmente como horizonte de evaluación).

Como costos se identifican: la inversión inicial de la obra, los costos anuales de operación (higiene y seguridad) y los costos de mantenimiento. Como beneficios, se identifican para este caso en particular, los alquileres de los locales comerciales, gastronómicos, las boleterías de ómnibus y las boleterías de encomiendas, así como también las tarifas de uso de los estacionamientos.

Posteriormente al análisis de costos y beneficios, se determina el flujo de beneficios netos anuales (diferencia entre beneficios y costos) a partir del cual se calculan un conjunto de indicadores que determinan la conveniencia o no de implementar el proyecto, y que permiten también compararlos con otros proyectos para asignarles un orden de prioridad.

Los indicadores más utilizados son el Valor Actual Neto (VAN), la Tasa Interna de Retorno (TIR) y la Tasa de Retorno Instantánea (TRI).

El VAN expresa, en términos monetarios y a valores del presente, los beneficios netos totales que generará el proyecto. La TIR expresa, en términos porcentuales, la rentabilidad

social anual que generará el proyecto; y la TRI permite definir con precisión el momento óptimo de implementarlo.

VIII.1.a. Aplicación de la metodología propuesta.

Como se estableció anteriormente, la metodología propuesta consiste solo en el análisis de los beneficios y costos económicos del proyecto, sin analizar los sociales.

Sin embargo, a continuación, se nombran una serie de “problemáticas a solucionar” con la implementación del nuevo anteproyecto, si bien no serán analizados en términos económicos, no deben dejar de ser tenidos en cuenta, ya que representan la eliminación de los actuales problemas que presenta el sistema de transporte de media y larga distancia y por ende son “aspectos positivos” de la implementación del proyecto.

- Lista de problemáticas a solucionar con la implementación del proyecto:
 1. Insuficientes plataformas para el abordaje de pasajeros.
 2. Grandes tiempos de espera para el abordaje de los pasajeros (salidas a no horario).
 3. Insuficiencia de primeros auxilios (atención a la salud).
 4. Insuficiencia de personal de seguridad. Falta de iluminación.
 5. Escases de locales que brinden distintos servicios al público.
 6. Falta de lugar para estacionamiento de vehículos particulares.
 7. Inadecuados accesos a la terminal.
 8. Desorden y congestión vehicular en las áreas de ingreso al edificio.

VIII.1.b. Beneficios económicos

En este estudio fueron detectados varios beneficios económicos que se listan a continuación, de los cuales solo algunos de ellos fueron valorados económicamente. (Ver anexo planillas).

Los beneficios económicos que se detectaron como consecuencia de la aplicación del anteproyecto fueron:

- Ingresos por alquileres de locales comerciales
- Ingresos por alquileres de locales de boleterías de ómnibus
- Ingresos por alquileres de locales de boleterías de encomiendas.
- Ingresos por alquileres de depósitos para locales de encomiendas.
- Ingresos por exención de pago de impuestos de agua, debido a la recolección de agua pluvial en cubierta que se plantea en el anteproyecto.
- Ingresos por tarifas de estacionamientos
- Ingresos por concesión de parada de remises y taxis.

Los beneficios económicos que fueron valorados económicamente fueron:

- Ingresos por alquileres de locales comerciales
- Ingresos por alquileres de boleterías de ómnibus

- Ingresos por alquileres de boleterías de encomiendas.
- Ingresos por alquileres de depósitos para locales de encomiendas.
- Ingresos por tarifas de estacionamientos

1. Beneficios producidos por los ingresos de alquileres de locales comerciales y boleterías

El diseño del anteproyecto de la estación terminal de ómnibus posee 39 locales comerciales, 2 locales gastronómicos, 30 boleterías de ómnibus y 12 boleterías de encomiendas. Para estimar los valores de los alquileres de cada uno de estos, se recurrieron a datos proporcionados por diferentes inmobiliarias teniendo los m² de cada local respectivamente.

Cabe aclarar que los alquileres de los locales para boleterías de encomiendas fueron considerados en conjunto con los depósitos de las mismas.

Se tuvo en cuenta además una suba del 25% anual contemplada por la Ley de Alquileres N°2.340.

2. Beneficios producidos por los ingresos de tarifas de estacionamientos.

El diseño del anteproyecto cuenta con 120 espacios para estacionamientos al público y 44 para estacionamientos privados para los empleados del lugar. Con respecto a las tarifas de estacionamiento, se consideró un valor de \$15,00 la hora con una suba anual del 5% de la misma. Solo se consideraron las tarifas correspondientes a los estacionamientos públicos, ya que a los empleados del lugar no se les cobraron tarifas en los estacionamientos privados.

Por otro lado, se plantea como hipótesis que solo 2 horas (asociadas a las horas pico) los 120 lugares de estacionamientos estarán ocupados, 14 horas solo estarán ocupados en un 20% y las restantes 8 horas no estarán ocupados o estarán ocupados muy pocos lugares.

3. Beneficios producidos por los cánones de colectivos.

En el diseño del anteproyecto se computaron como TMDA de diseño un ingreso de 643 colectivos por día, los cuales deberían abonar un canon o peaje para el ingreso a la terminal.

El monto de dicho canon se basa en los valores propuestos por el Ministerio de Transporte de la Nación en el último pliego de licitación de la Terminal de Ómnibus de Retiro, el mismo será de \$56 incluyendo una inflación que para el año de inauguración de la obra se estima en un 17% anual.

VIII.2. Costos económicos

Los costos económicos se determinaron a partir de los costos de mercado que implicarán las inversiones para implementar el proyecto (inversión inicial) y de los costos de operación y mantenimiento incrementales a la situación actual.

Respecto a los costos de operación, se consideraron como tales, al pago de personal de limpieza y seguridad. Por su parte los costos de mantenimiento fueron cuantificados como un 5% anual del valor de inversión inicial de la obra, valor aconsejado por la cátedra Economía y Evaluación de Proyectos de la Facultad de Ingeniería de la UNNE.

Los valores correspondientes a los sueldos del personal de limpieza y seguridad fueron estimados en función de información otorgada por el Ministerio de Trabajo de la Provincia del Chaco. Se consideraron un total de 12 empleados de limpieza, 6 por turno; turnos de 8 horas cada uno. Por otro lado, se consideraron un total de 12 personas de seguridad, 4 por turno completando un total de 3 turnos de 8 horas por día.

VIII.3. Procedimiento de Evaluación.

Una vez cuantificados todos los beneficios y los costos durante el horizonte de evaluación escogido, se determina el Valor Actual Neto Social (VAN social) del proyecto empleando una tasa de descuento del 12% anual, el que si resulta positivo indica que es conveniente la ejecución del mismo.

El monto de inversión corresponde al monto destinado a las obras necesarias para la materialización del proyecto. Dicho valor ha sido obtenido en el presupuesto realizado en el capítulo anterior (ver anexo planillas), es decir a precio de mercado. Por otra parte, el monto correspondiente al mantenimiento se consideró un 5% de la inversión, expresado en costo anual.

VIII.4. Flujo de beneficios y costos económicos e indicadores de rentabilidad

Los beneficios y costos económicos totales resultantes del análisis antes expuesto se indican en la tabla siguiente, los cuales arrojan un valor actual neto (VAN) de \$22.865.727,81 empleando una tasa social de descuento del 12% anual y una tasa interna de retorno (TIR) de 17,73%.

Tabla VIII.1. Evaluación socioeconómica.

Horizonte de análisis	Mantenimiento	Costo Obra	Costo	Beneficios	Total
2019	\$ 8.688.216,69	\$ 80.452.334	\$ 89.140.550,58	\$ 21.211.111,20	-\$ 67.929.439,38
2020	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2021	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2022	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2023	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2024	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2025	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2026	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2027	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2028	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2029	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2030	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2031	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2032	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2033	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2034	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2035	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2036	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2037	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2038	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51
2039	\$ 8.688.216,69	\$ -	\$ 8.688.216,69	\$ 21.211.111,20	\$ 12.522.894,51

VAN	\$22.865.727,81	Tasa de interes	12,00%
TIR	17,73%		

VIII.5. Conclusiones

En los resultados obtenidos, expresados en la Tabla VIII.1 precedente, se observó que los indicadores de rentabilidad arrojaron valores que demuestran factibilidad socioeconómica para el estudio realizado, ya que:

$$VAN > 0$$

$$TIR > 12\%$$

Lo cual indica que el anteproyecto, terminal de ómnibus de la ciudad de Resistencia, desde el punto de vista económico, es factible de ser materializado.

De los resultados arribados, se obtuvieron los siguientes valores de rentabilidad:

$$VAN = \$22.865.727,81 > 0$$

$$TIR = 17,73 > 12\%$$

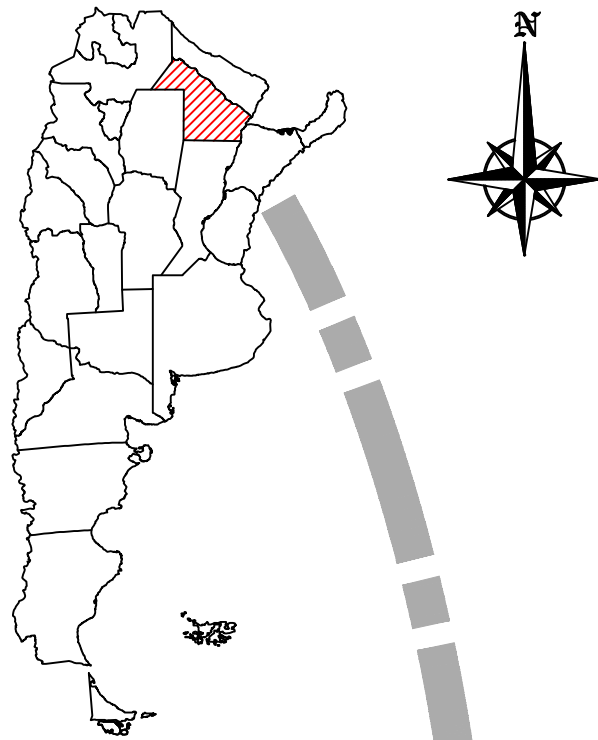
IX. Bibliografía

- Alberto, J. A. (2009). *Geografía, crecimiento urbano, paisajes y problemas. El AMGR (Área Metropolitana del Gran Resistencia)*. Resistencia, Chaco: UNNE.
- Alberto, J. A., Inda, M., & Alberto, J. A. (2016). Recuperación y Rehabilitación de espacios verdes para una valoración y preservación del patrimonio natural y cultural de una ciudad. El caso del Parque Avalos, Resistencia, Chaco. *Revista geográfica digital. IGUNNE*, 1 - 5. Obtenido de <http://hum.unne.edu.ar/revistas/geoweb/default.htm>
- Bernal, J. R. (1993). *Estudio de losas de hormigón armado, diseño, cálculo y dimensionado*. Resistencia: Editado por el autor.
- Bernal, J. R. (2005). *Hormigón armado: columnas* (1 ed.). Buenos Aires: Nobuko.
- Bernal, J. R. (2005). *Tablas de hormigón armado*. Buenos Aires: Nobuko.
- Bocarejo, P. (2006). *Estudio para la regulación de terminales de transporte para pasajeros por carretera*. Colombia.
- Britez, B. D., & Dellamea, H. U. (2017). *Estudio del estacionamiento del Campus- Resistencia de la Universidad Nacional del Nordeste*. Resistencia: UNNE-FI.
- Chandías, M. E. (2010). *Cómputos y presupuestos: manual para la construcción de edificios con computación aplicada*. Buenos Aires: Librería y editorial Alsina.
- Chow, V., & Maidment, D. &. (1994). *Hidrología aplicada*. Santa Fé de Bogota: McGraw Hill.
- CIRSOC 101. Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras*. (2005). CIRSOC - INTI.
- CIRSOC 201. Reglamento argentino de estructuras de hormigón*. (2005). CIRSOC - INTI.
- Código de planeamiento urbano del Gran Resistencia*. (s.f.).
- Código de planeamiento urbano del gran resistencia*. (s.f.). Resistencia, chaco: Municipalidad de Resistencia.
- Foschiatti, A. M. (2012). *Escenarios vulnerables del Nordeste Argentino* (1ed ed.). Resistencia, Chaco: UNNE - ANPCyT - CONICET.
- Gonzales Cantillo, N., & Olmos Coley, M. A. (2015). *Diseño arquitectónico de una terminal de transporte terrestre para la ciudad de Sincelejo*. Cartagena de Indias: Universidad de San Buenaventura. Obtenido de http://bibliotecadigital.usb.edu.co/bitstream/10819/2617/1/Diseño%20arquitectónico%20de%20una%20terminal%20de%20transporte_Natalia%20González_USBCTG_2015.pdf

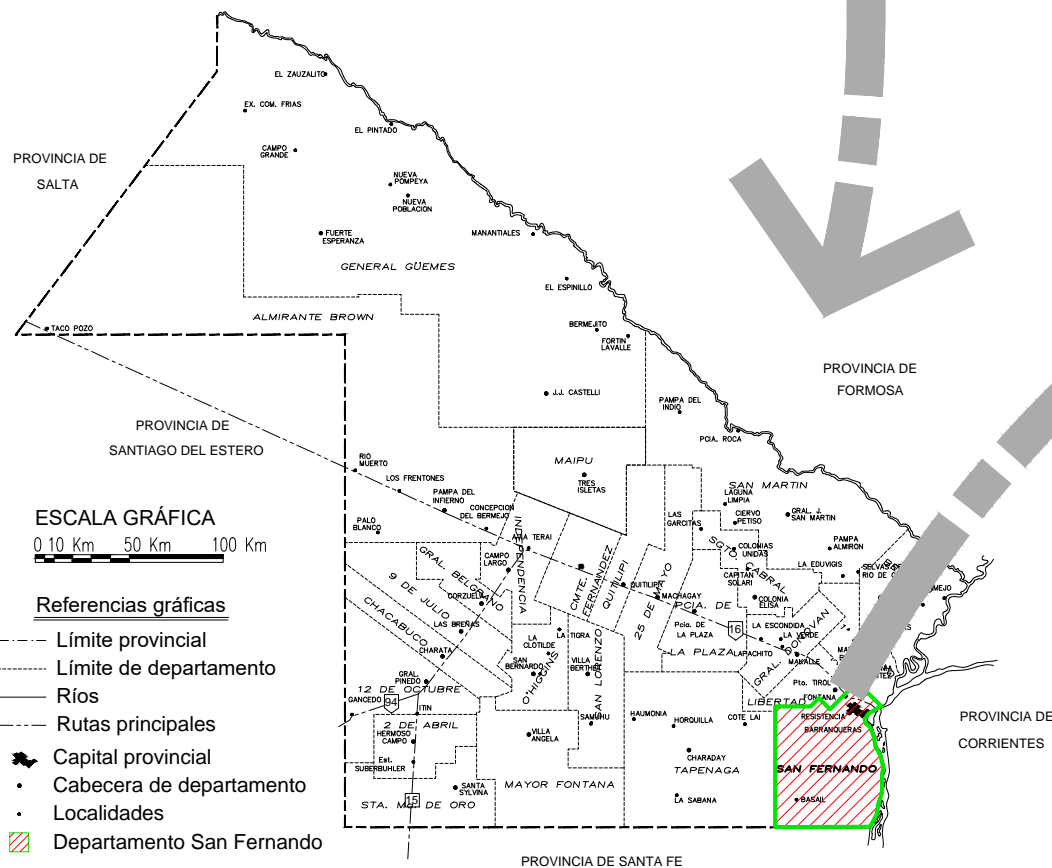
- Hamm, E. A., & Zibelman, A. F. (2008). *Anteproyecto de playa de transferencia de carga: Corrientes, capital para el rubro materiales de construcción*. Resistencia, Chaco: UNNE - FI.
- Hernandez, M. P., & Hernandez, A. A. (2014). *Propuesta de diseño arquitectónico de la terminal de buses de la ciudad de Masaya*. Managua, Nicaragua. Obtenido de <http://repositorio.unan.edu.ni/663/1/28303.pdf>
- Ley n°24.314. *Accesibilidad de personas con movilidad reducida*. (1994). Buenos Aires, Argentina.
- Möller, O. (2010). *Hormigón Armado*. Rosario: UNR Editora.
- Neufert, E. (1995). *El arte de proyectar en arquitectura*. Barcelona: Gustavo Gili, S.A.
- Norma técnica colombiana NTC 5454: Infraestructura de las terminales de transporte terrestre automotor de pasajeros por carretera*. (2006).
- Ordenanza N° 5403*. (s.f.). Municipalidad de Resistencia.
- Orler, R. D. (2011). *Introducción al cálculo de hormigón estructural*. Buenos Aires: Nobuko.
- Panero, J., & Zeinik, M. (1983). *Las domesiones humanas en los espacios interiores*. Mexico: Gustavo Gili, S.A.
- Pilar, J. V. (2012). *Herramientas para la gestión y la toma de decisiones*. Salta: Hanne.
- Reglamento general de construcciones*. (s.f.). Resistencia, Chaco.
- Sanchez Lafuente, M. L. (2012). *Anteproyecto: terminal del omnibus de media y larga distancia de la ciudad de Corrientes Argentina*. Resistencia: UNNE-FI.
- Vallejos, H. (2012). *Elaboración de un proyecto vial, tomo 1: Planeamiento*. Resistencia: UNNE.

UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL ANTEPROYECTO

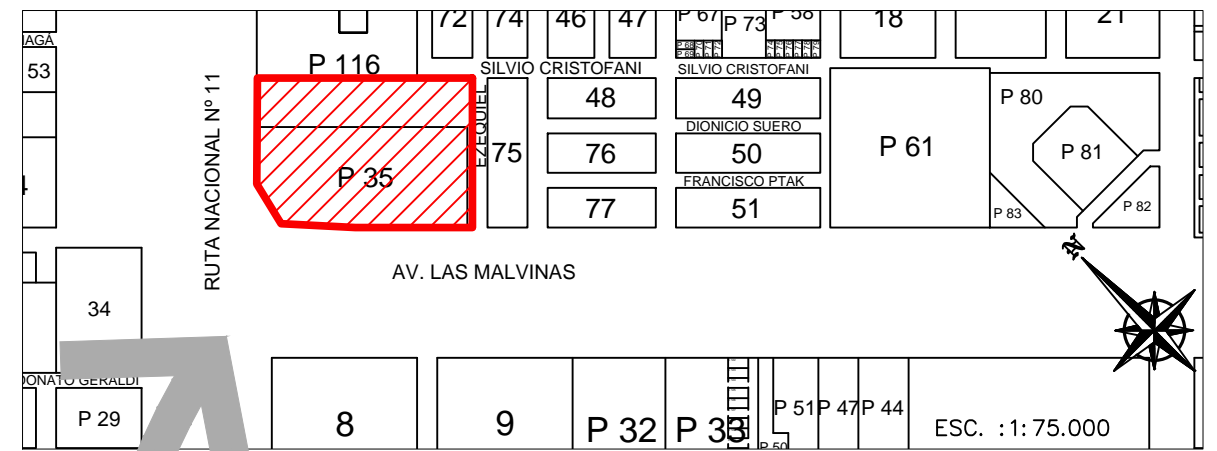
REPÚBLICA ARGENTINA



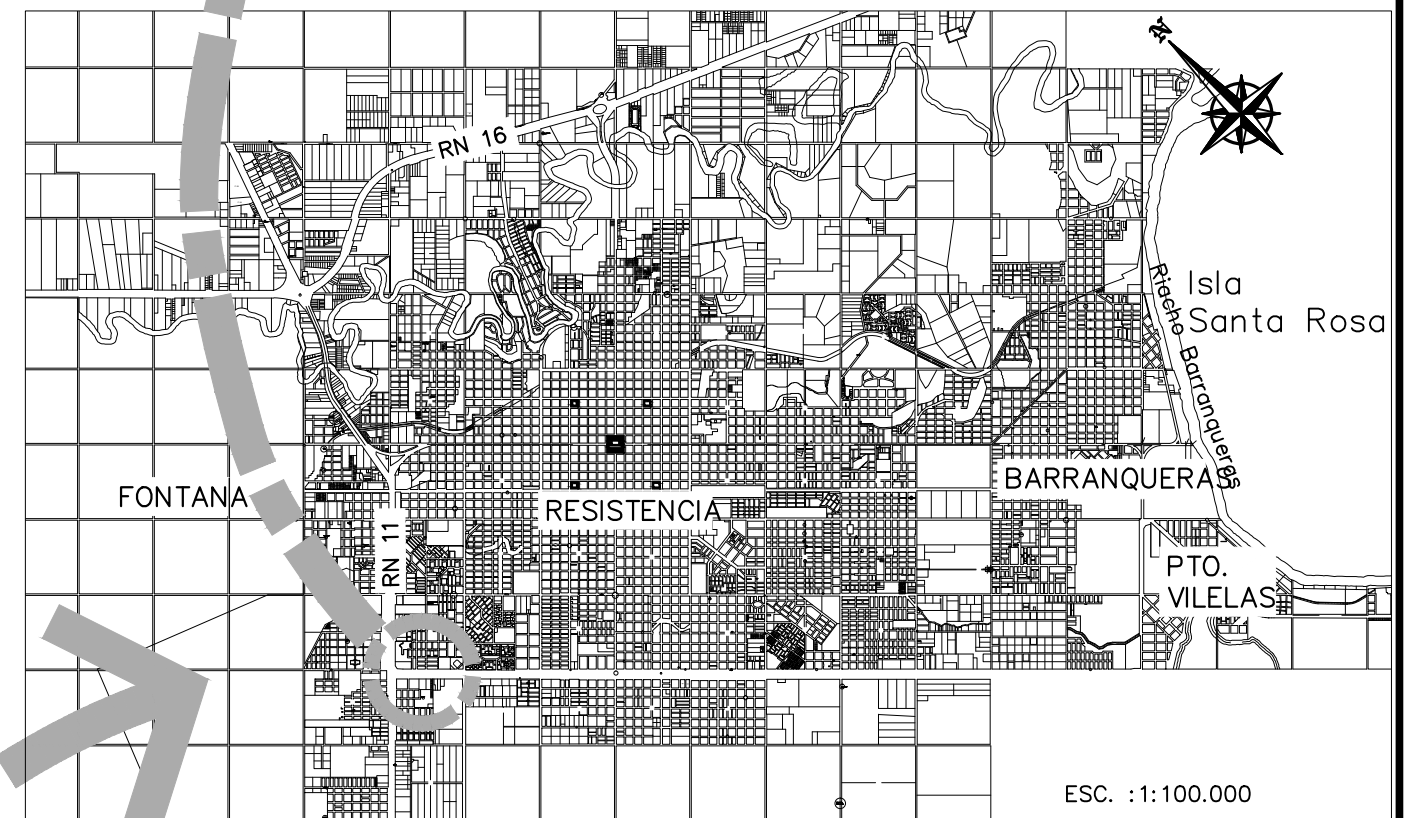
PROVINCIA DEL CHACO



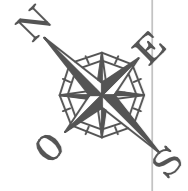
UBICACIÓN DEL TERRENO



EJIDO URBANO Y PERIURBANO DEL AMGR



U	FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE	
	TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA		FECHA:
TÍTULO: PLANO DE UBICACIÓN DEL ANTEPROYECTO		ESCALA: VARIAS
INTEGRANTES: AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA S. HOLSBACH, NÉSTOR I.		N° DE PLANO 00

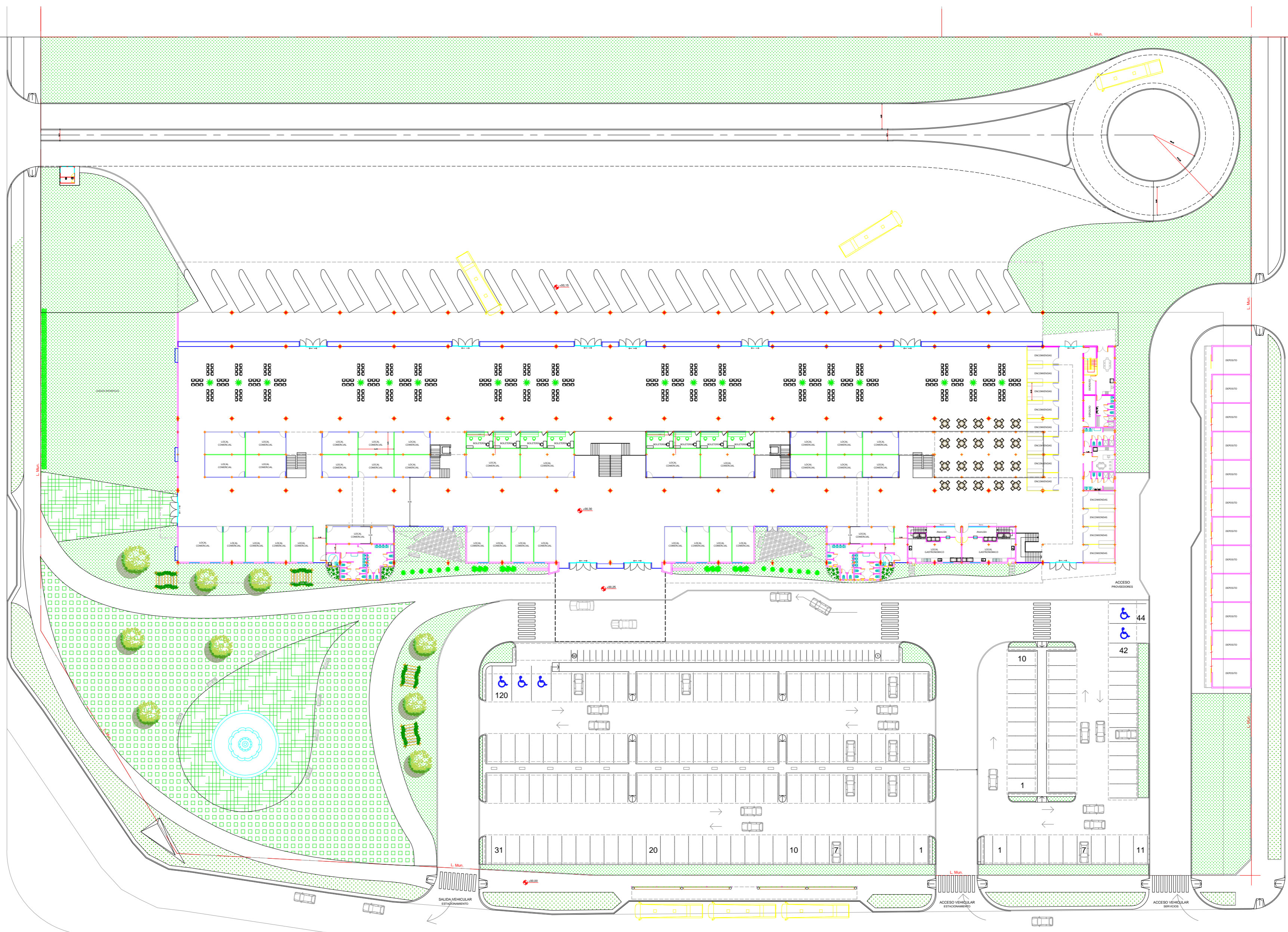


Colectora ruta nacional n°11

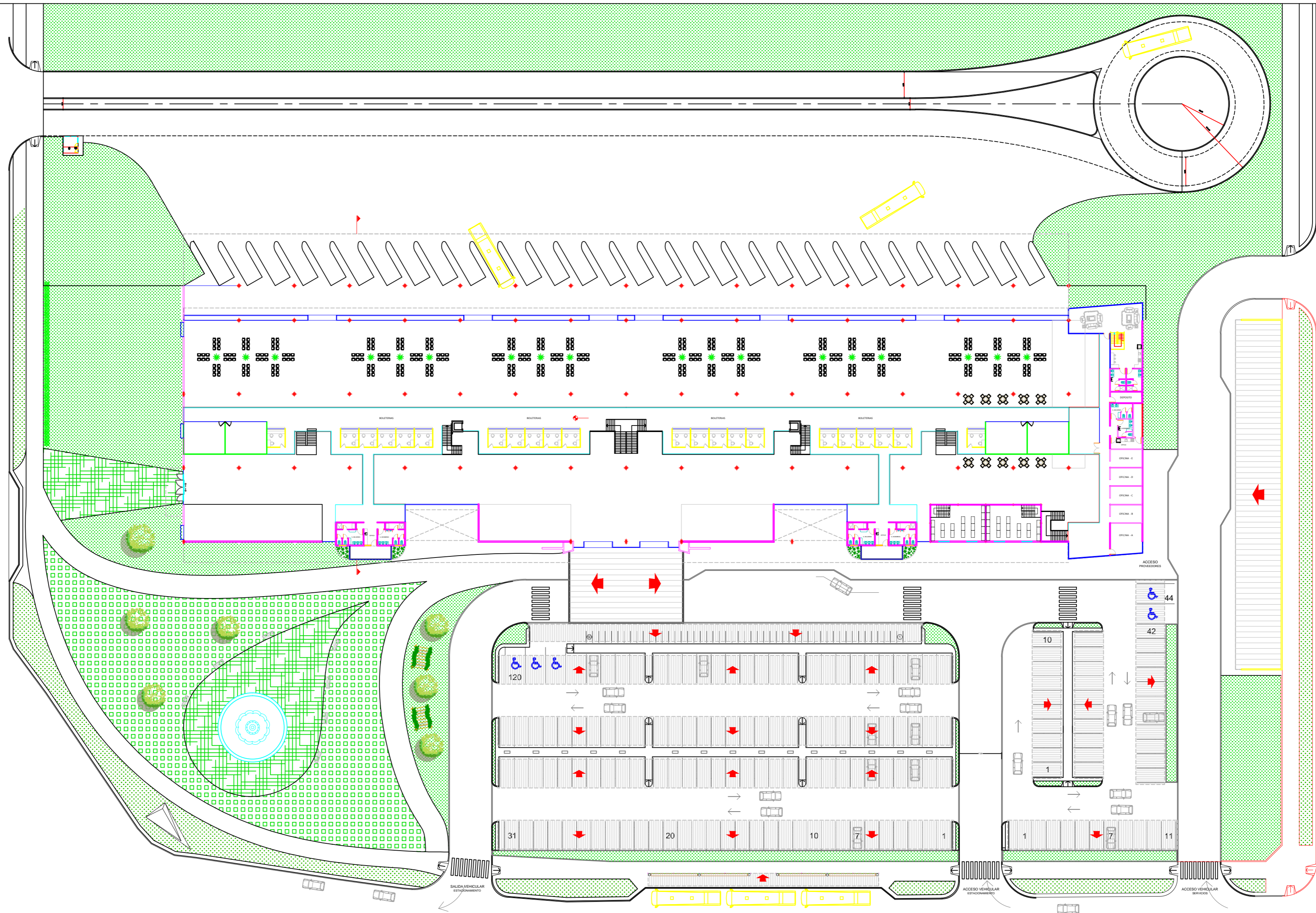
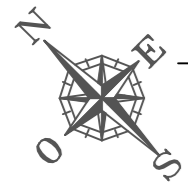
Calle Ezequiel

Av. Malvinas Argentinas


PLANTA BAJA

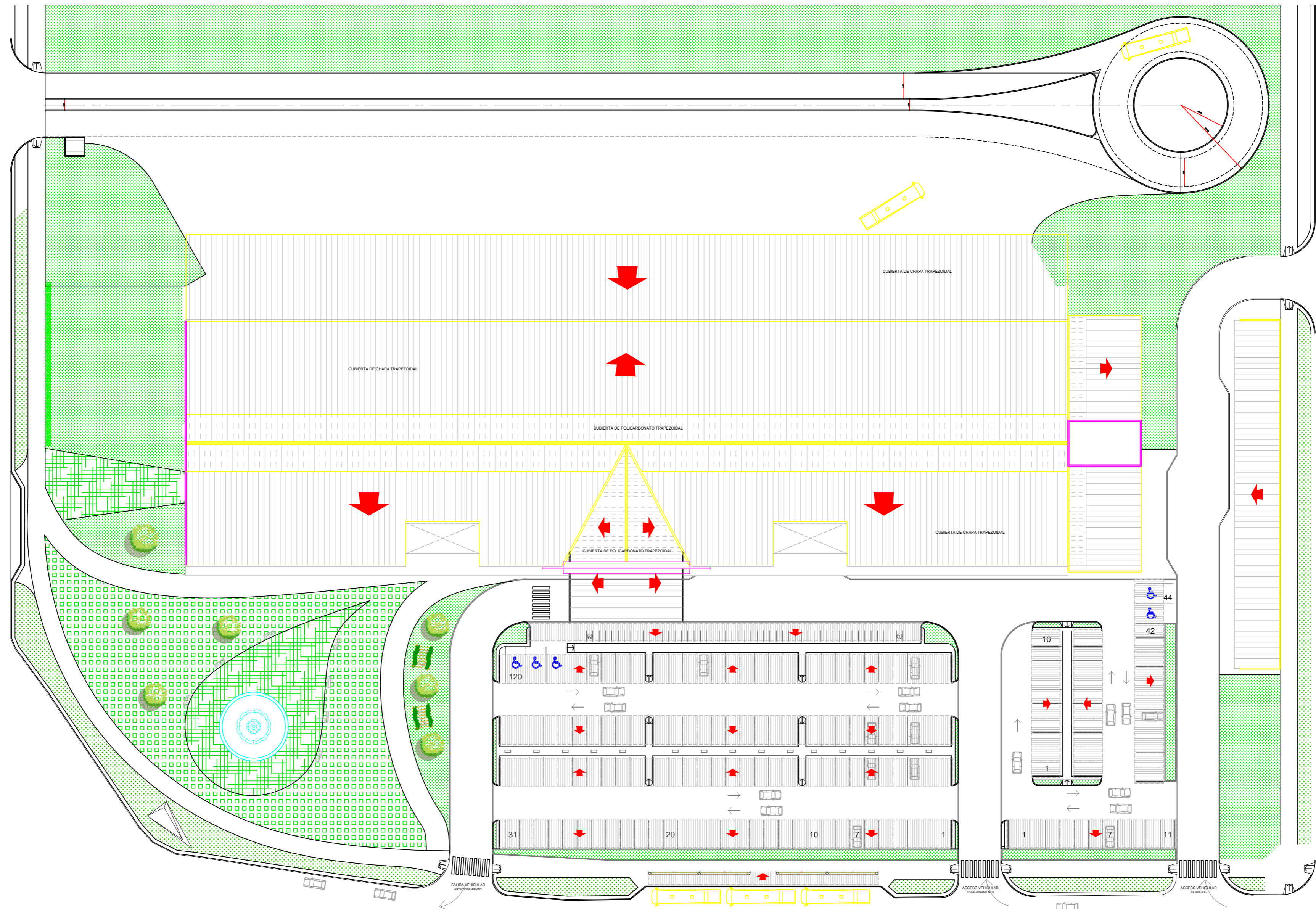


U FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE	
TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	FECHA:
TÍTULO: PLANTA BAJA	ESCALA: 1:500
INTEGRANTES: AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA S. HOLSBACH, NÉSTOR I.	N° DE PLANO 01



PLANTA ALTA

 FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	FECHA:
TÍTULO: PLANTA ALTA	ESCALA: 1:500
INTEGRANTES: AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA HOLSBACH, NÉSTOR I.	S. N° DE PLANO 02



PLANTA DE TECHO

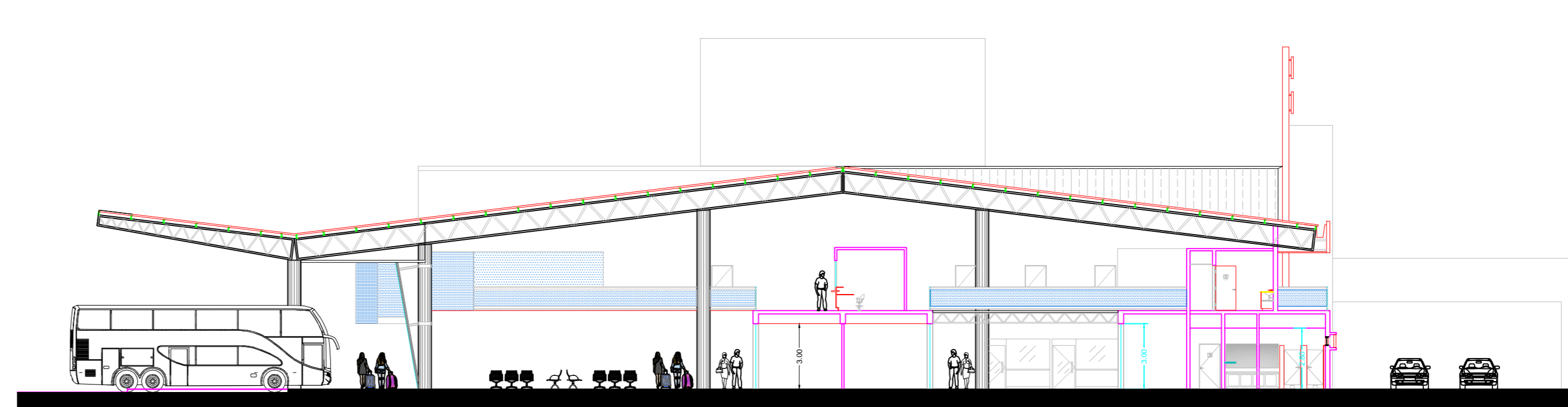
 FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	FECHA:
TÍTULO: PLANTA DE TECHO	ESCALA: 1:500
INTEGRANTES: AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA S. HOLSBACH, NÉSTOR I.	N° DE PLANO 03



VISTA ESC 1:200 - Av. Malvinas Argentinas.

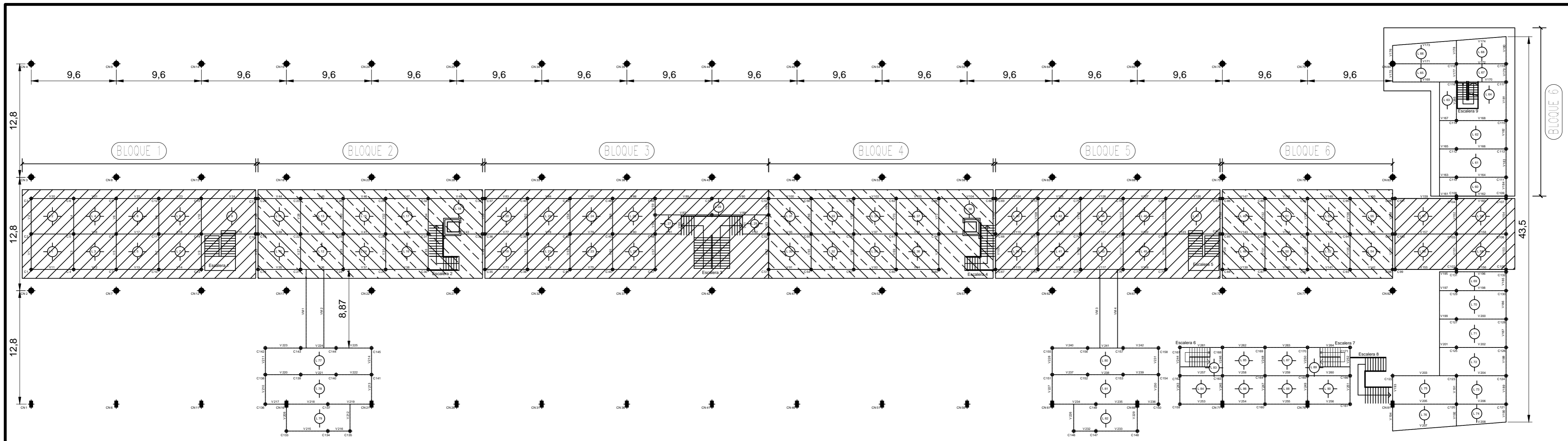


VISTA ESC 1:200 - ruta nacional n° 11.

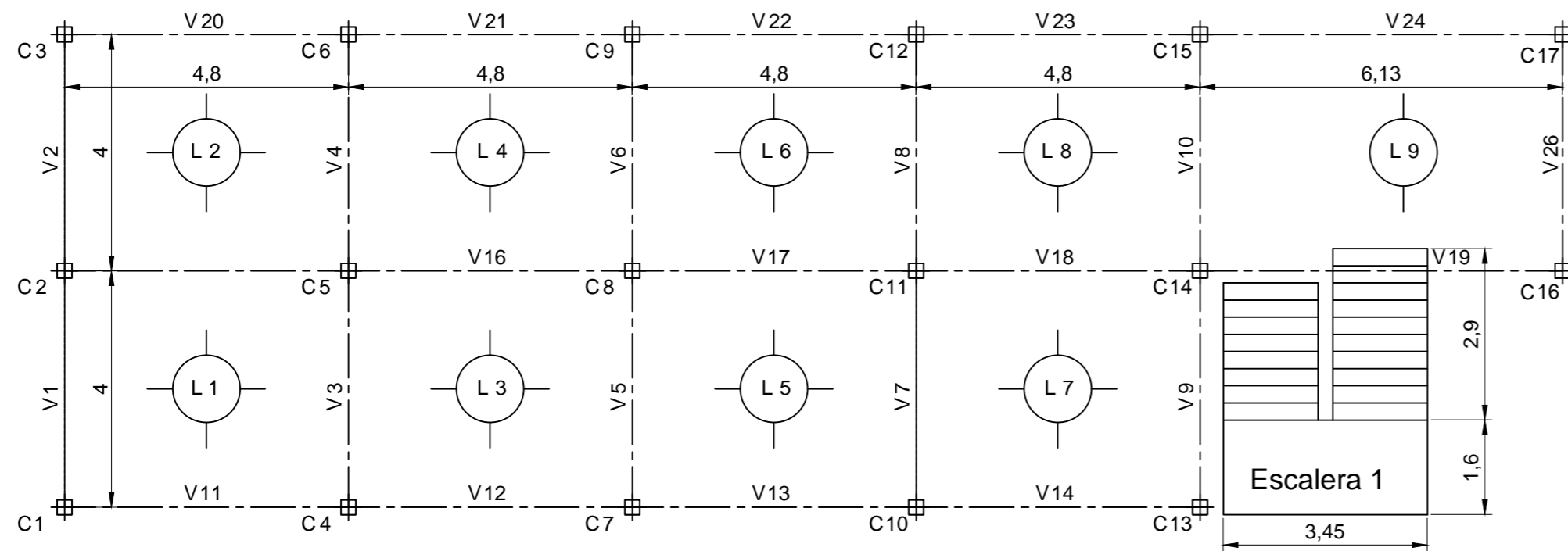


CORTE A - A ESC 1:200.

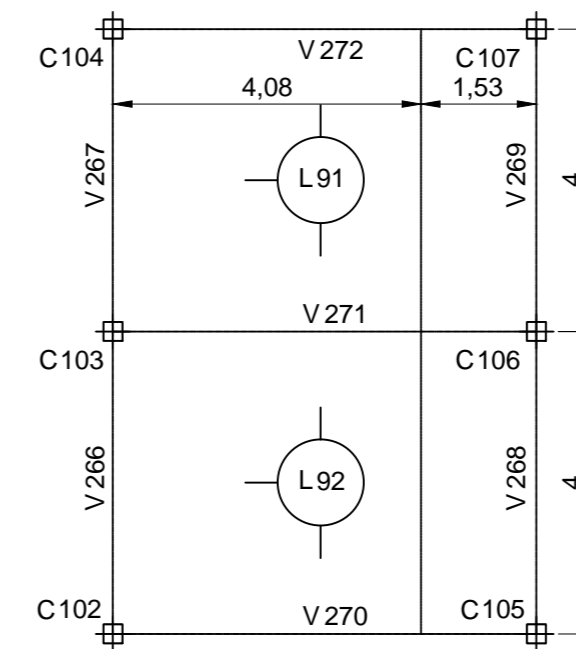
U FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	FECHA:
TÍTULO: CORTE - VISTAS	ESCALA: 1:200
INTEGRANTES: AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA S. HOLSBACH, NÉSTOR I.	N° DE PLANO 04



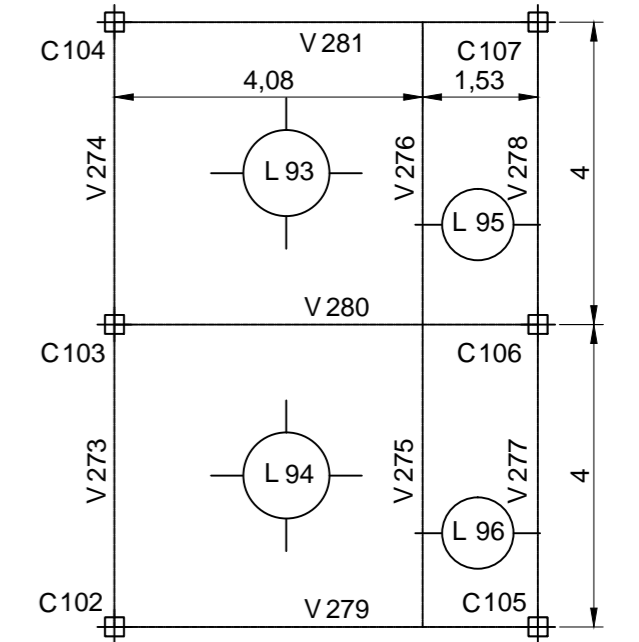
PLANO DE ESTRUCTURA DEL EDIFICIO ESC.: 1:250



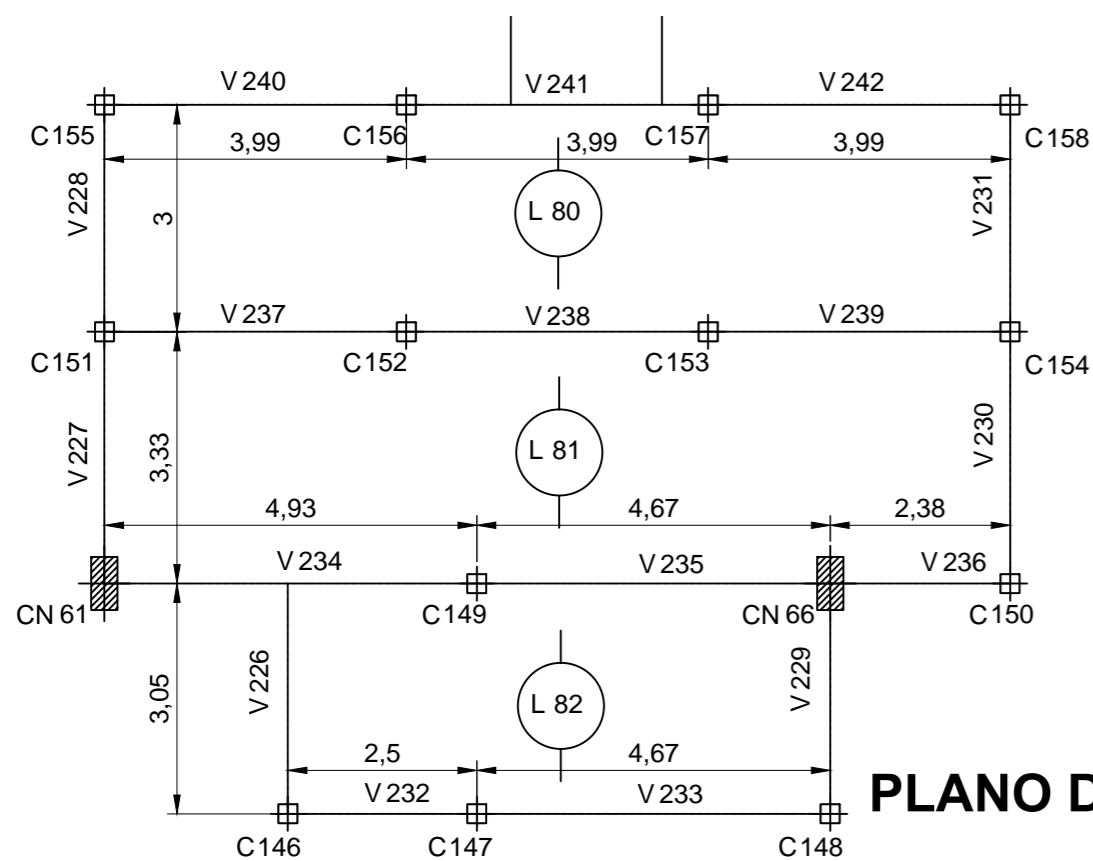
PLANO DE ESTRUCTURA - BLOQUE 1: ESC.: 1:100



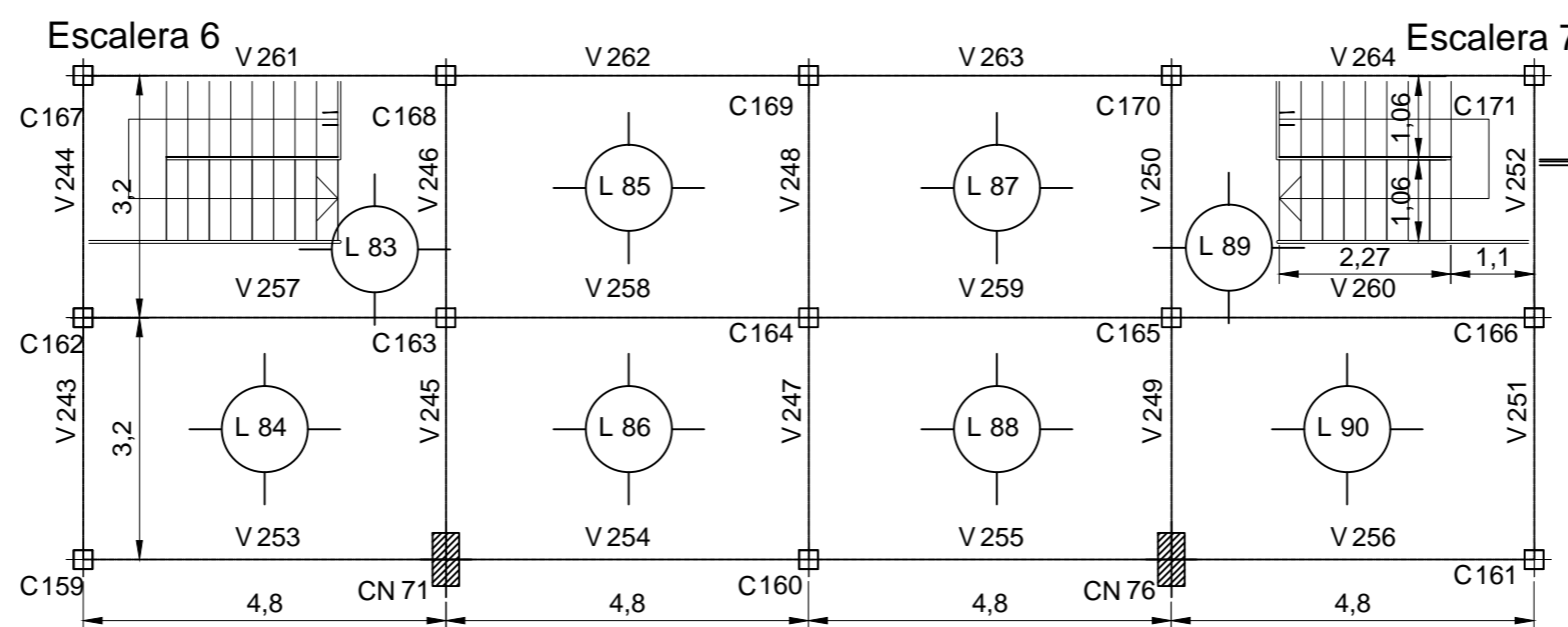
LOSA DE SERVICIO DEL TANQUE DE RESERVA ESC.: 1:100



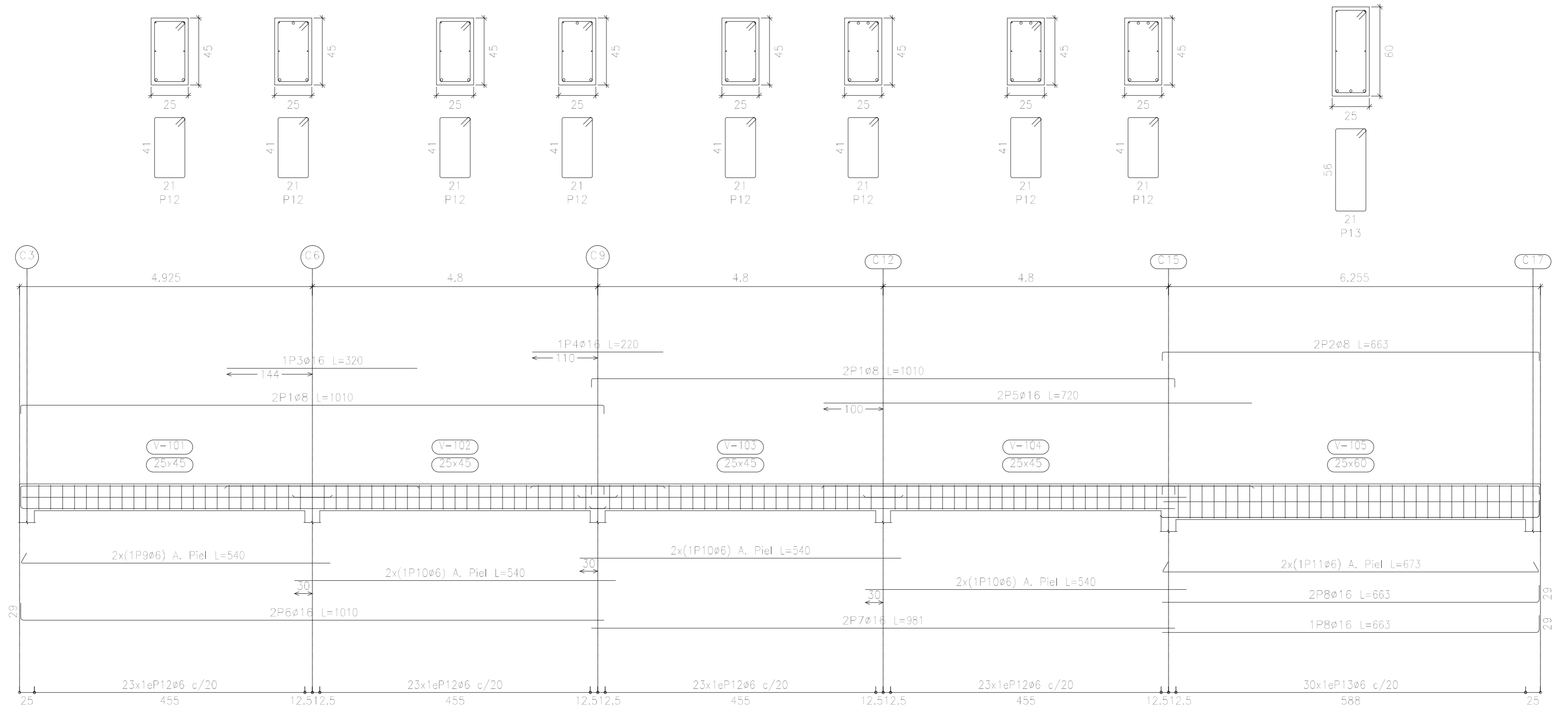
LOSA DE BASE DEL TANQUE DE RESERVA ESC.: 1:100



PLANO DE ESTRUCTURA - SANITARIOS - LOCALES GASTRONÓMICOS ESC.: 1:100



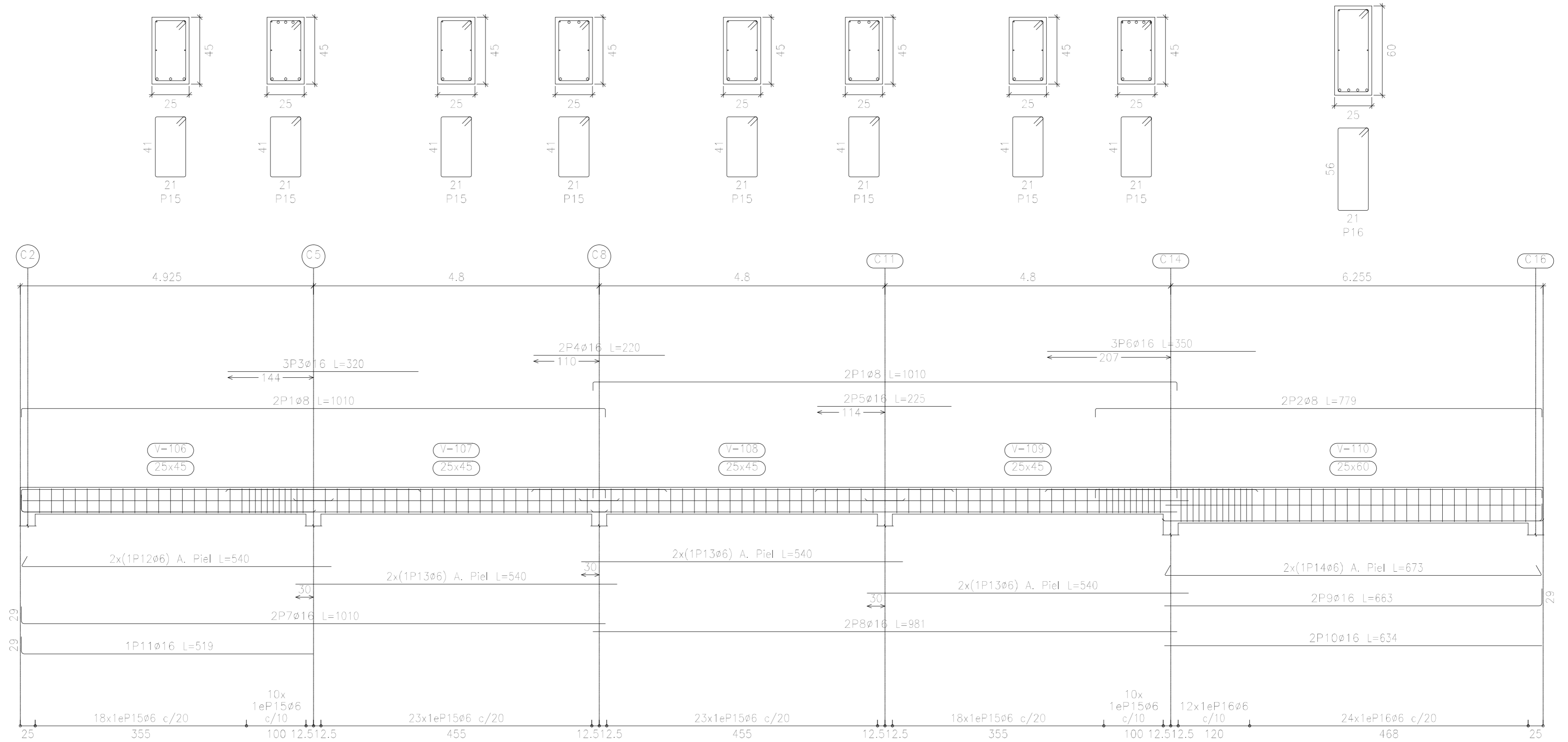
FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE	
TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	FECHA:
TÍTULO: ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO	ESCALA:
INTEGRANTES: AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA S. HOLSBACH, NÉSTOR I.	N° DE PLANO
	05



Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	ADN 420 (kg)
Pórtico 1	1	ø8	4		1010	4040	16.0
	2	ø8	2		663	1326	5.2
	3	ø16	1		320	320	5.1
	4	ø16	1		220	220	3.5
	5	ø16	2		720	1440	22.7
	6	ø16	2		1010	2020	31.9
	7	ø16	2		981	1962	31.0
	8	ø16	3		663	1989	31.4
	9	ø8	2		540	1080	2.4
	10	ø6	6		540	3240	7.2
	11	ø6	2		673	1346	3.0
	12	ø6	92		134	12328	27.4
	13	ø6	30		164	4920	10.9
Total+10%						217.5	
ø6:						56.0	
ø8:						23.3	
ø16:						138.2	
Total:						217.5	

Losa 1
 Despiece de vigas
 Hormigón: H-30
 Acero en barras: ADN 420
 Acero en estribos: ADN 420
 Escala pórticos 1:50
 Escala secciones 1:20
 Escala huecos 1:25

FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE	
TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	
TÍTULO:	DETALLE DE ARMADURA DE VIGAS
INTEGRANTES:	AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA S. HOLSBACH, NÉSTOR I.
FECHA:	
ESCALA:	
N° DE PLANO	06



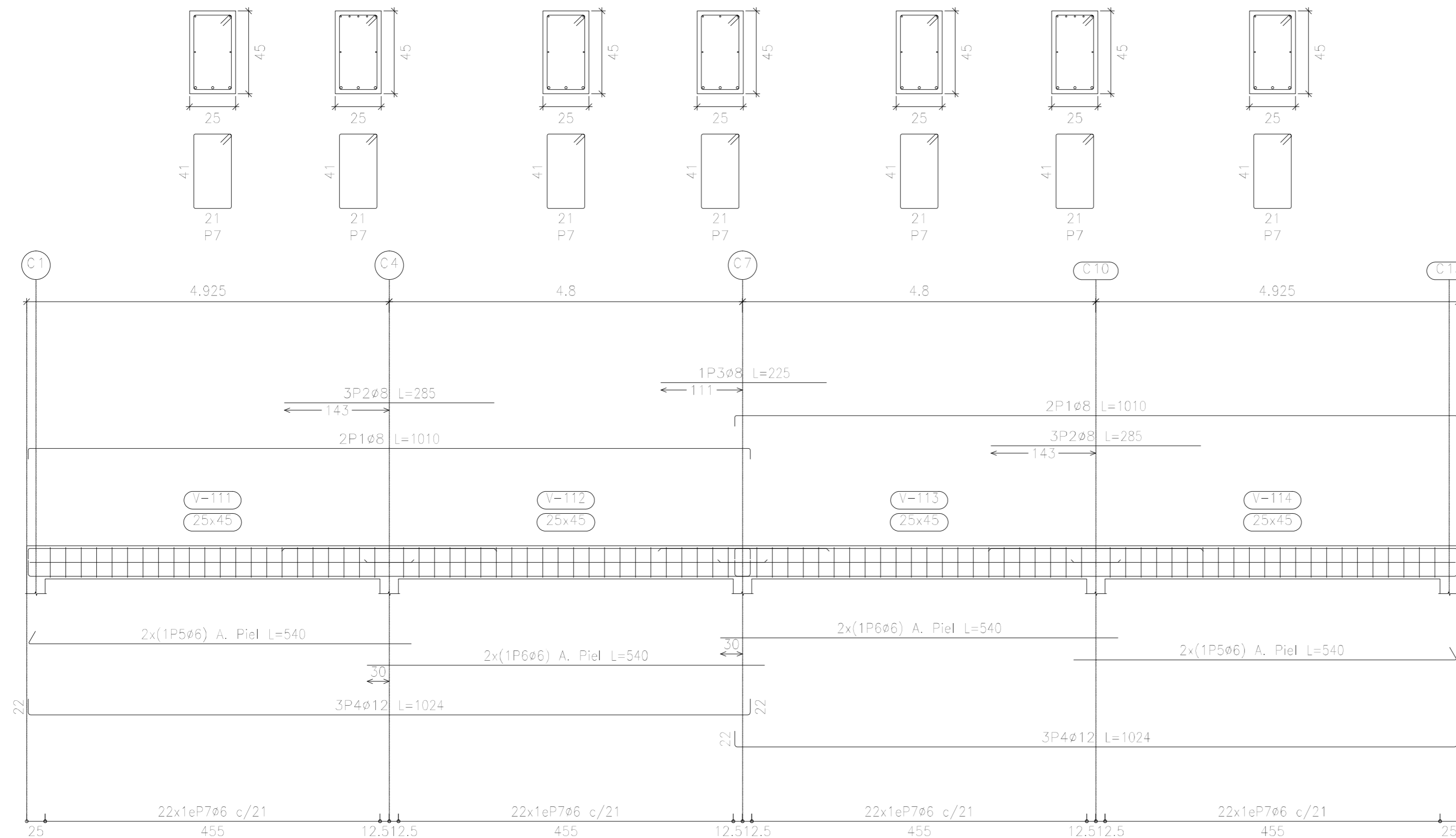
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	ADN 420 (kg)
Pórtico 2	1	ø8	4		1010	4040	16.0
	2	ø8	2		779	1558	6.2
	3	ø16	3		320	960	15.2
	4	ø16	2		225	440	6.9
	5	ø16	2		225	450	7.1
	6	ø16	3		350	1050	16.6
	7	ø16	2		1010	2020	31.9
	8	ø16	2		981	1962	31.0
	9	ø16	2		663	1326	20.9
	10	ø16	2		634	1268	20.0
	11	ø16	1		519	519	8.2
	12	ø6	2		540	1080	2.4
	13	ø6	6		540	3240	7.2
	14	ø6	2		673	1346	3.0
	15	ø6	102		134	13668	30.4
	16	ø6	36		164	5904	13.1
Total (+/-) %:						259.7	
ø6:						57.7	
ø8:						24.4	
ø16:						173.6	
Total:						259.7	

Losa 1
 Despiece de vigas
 Hormigón: H-30
 Acero en barras: ADN 420
 Acero en estribos: ADN 420
 Escala pórticos 1:50
 Escala secciones 1:20
 Escala huecos 1:25

FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE	
TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	FECHA:
TÍTULO: DETALLE DE ARMADURA DE VIGAS	ESCALA:
INTEGRANTES: AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA S. HOLSBACH, NÉSTOR I.	N° DE PLANO
	07

Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	ADN 420 (kg)
Pórtico 3	1	ø8	4		1024	4040	16.0
	2	ø8	6		285	1710	6.8
	3	ø8	1		225	225	0.9
	4	ø12	6		1024	6144	54.5
	5	ø6	4		540	2160	4.8
	6	ø6	4		540	2160	4.8
	7	ø6	88		134	11792	26.2
Total + 3%:						125.4	
						ø6:	39.4
						ø8:	26.1
						ø12:	59.9
						Total:	125.4

Pórtico 3

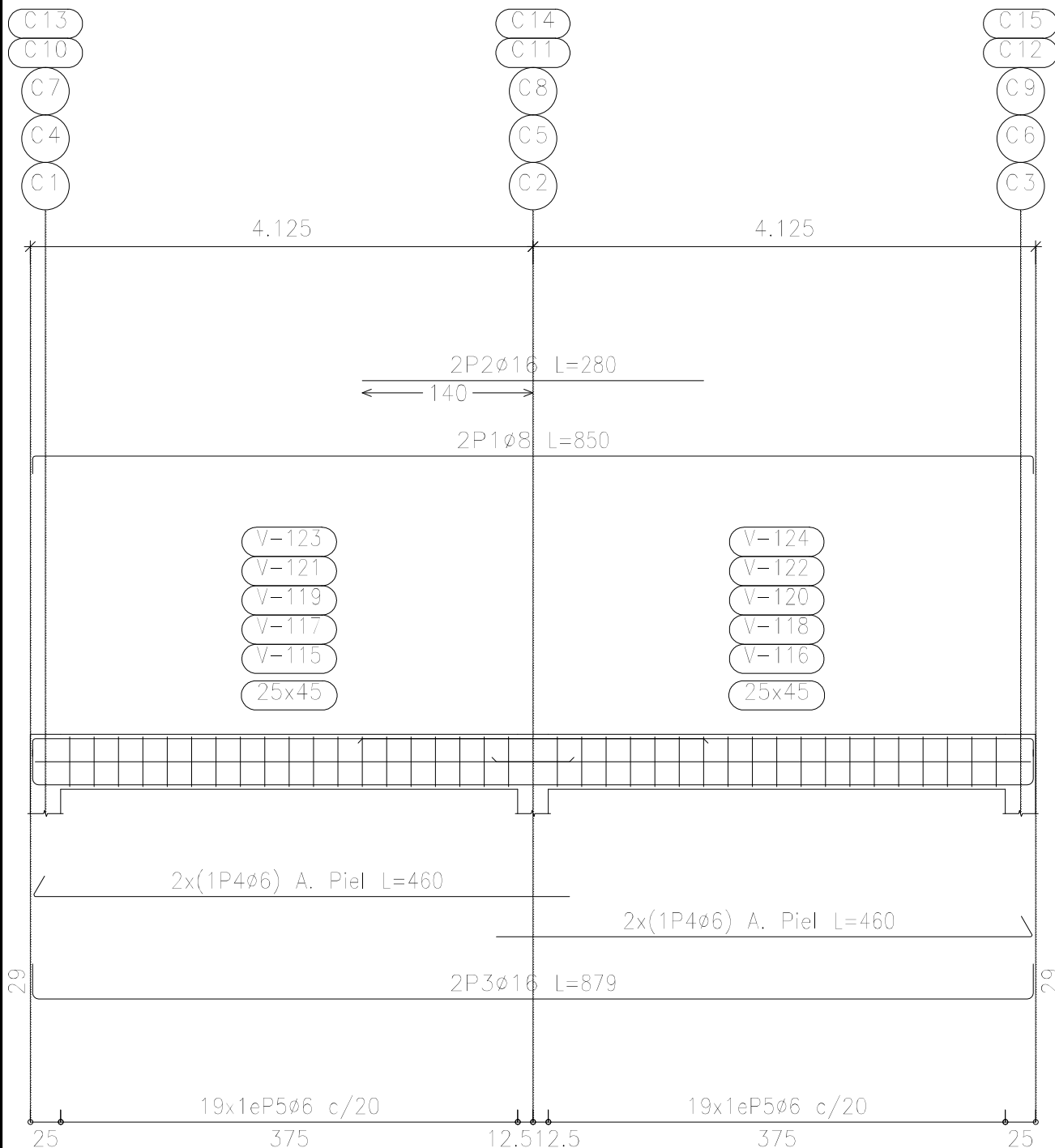
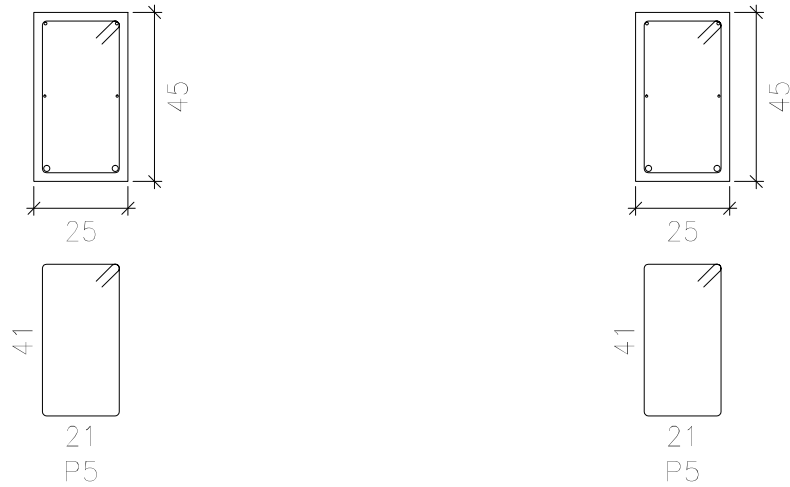


Losa 1
 Despiece de vigas
 Hormigón: H=30
 Acero en barras: ADN 420
 Acero en estribos: ADN 420
 Escala pórticos 1:50
 Escala secciones 1:20
 Escala huecos 1:25

FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE	
TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	FECHA:
TÍTULO: DETALLE DE ARMADURA DE VIGAS	ESCALA:
INTEGRANTES: AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA S. HOLSBACH, NÉSTOR I.	Nº DE PLANO 08

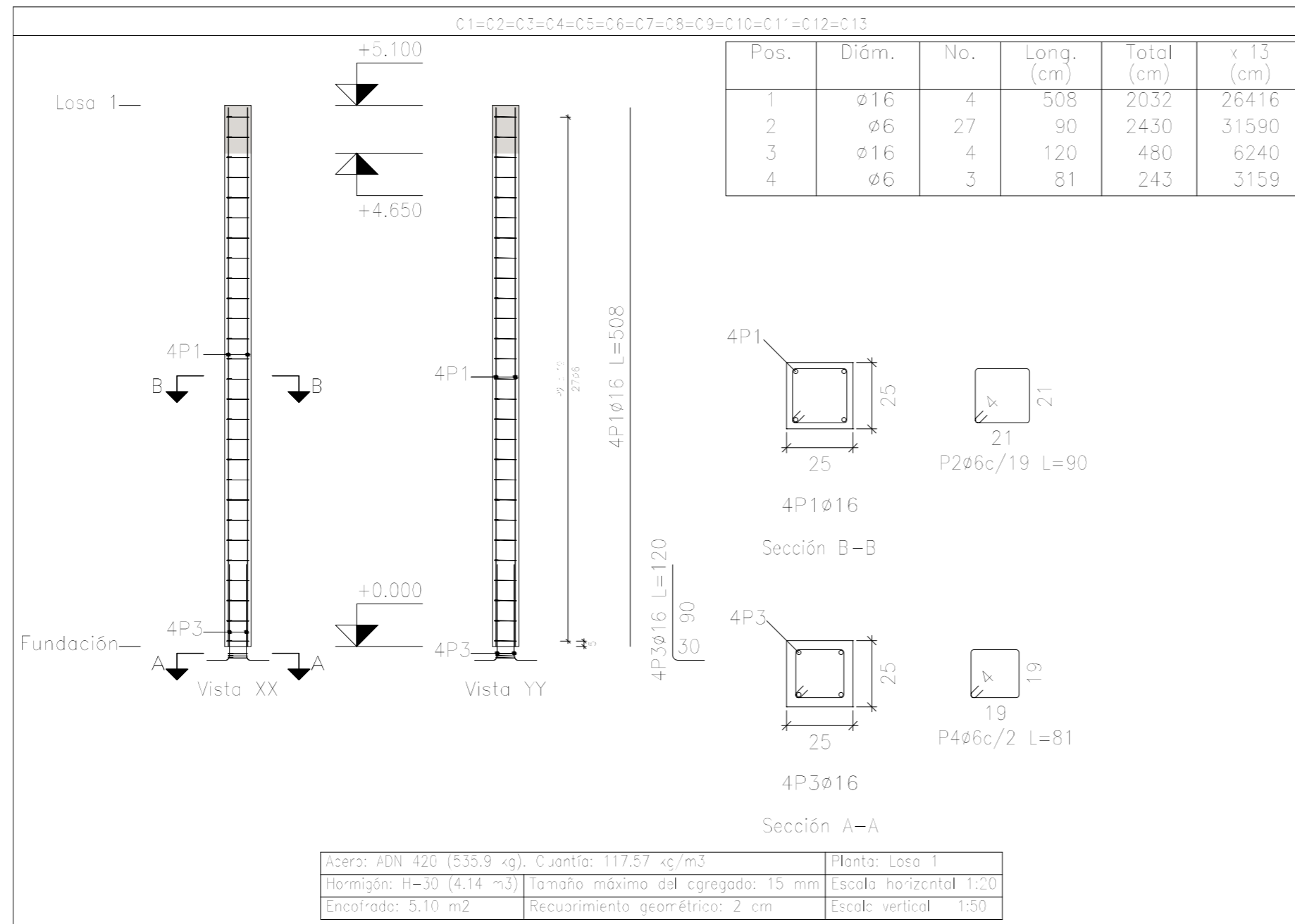
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	ADN 420 (kg)	
Pórtico 4=Pórtico 5 Pórtico 6=Pórtico 7 Pórtico 8	1	∅8	2		850	1700	6.7	
	2	∅16	2		280	560	8.8	
	3	∅16	2		879	1758	27.8	
	4	∅6	4		460	1840	4.1	
	5	∅6	38		34	5092	11.3	
Total+10%:							64.6	
(x5):							323.0	
							∅6:	85.0
							∅8:	37.0
							∅16:	201.0
							Total:	323.0

Pórtico 4
Pórtico 5
Pórtico 6
Pórtico 7
Pórtico 8



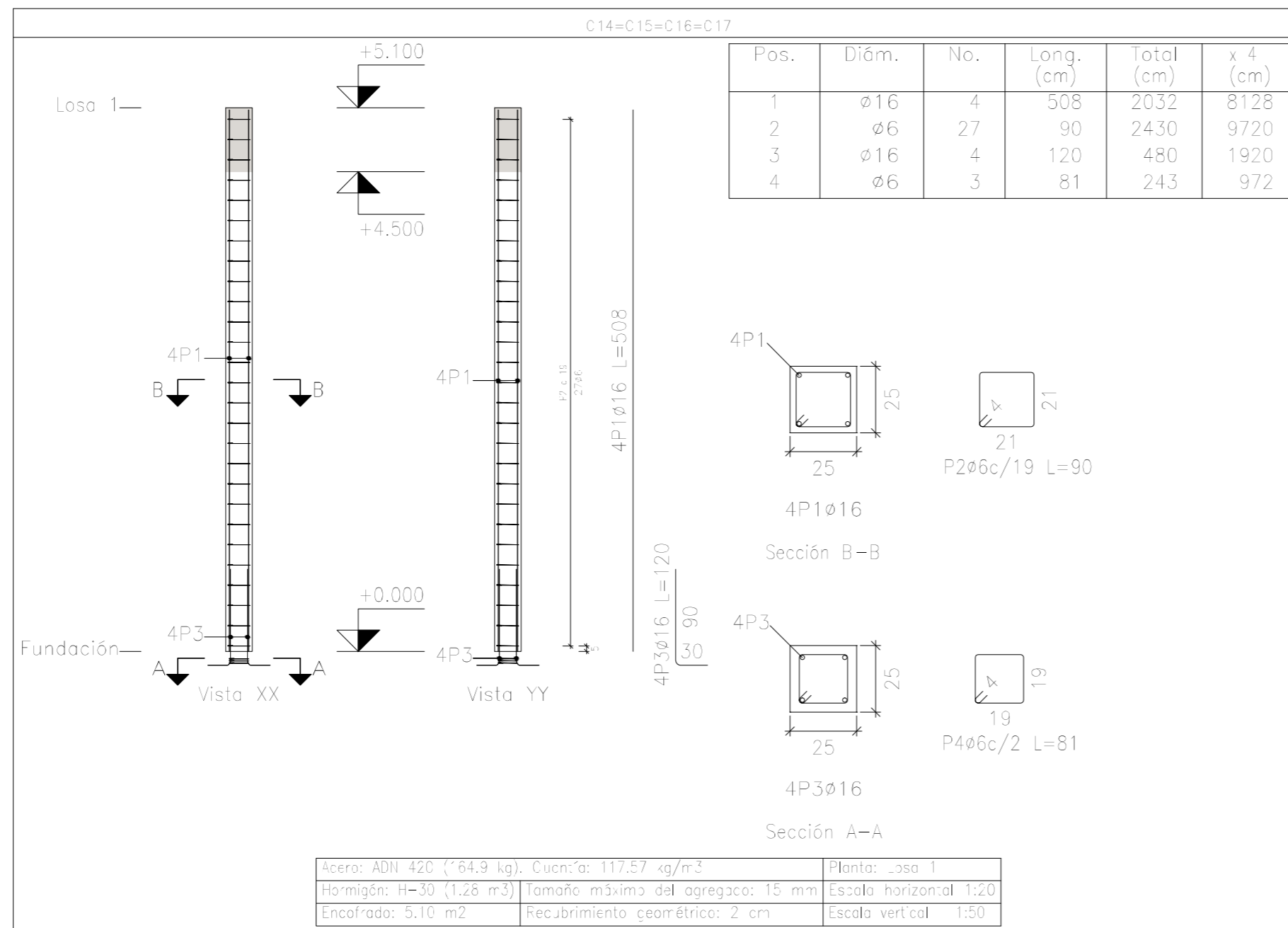
Resumen Acero Plano de pórticos	Long. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
ADN 420 ∅6	989.2	242	
∅8	254.4	110	
∅12	61.4	60	
∅16	295.4	513	925

U FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE	
TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	
TÍTULO:	DETALLE DE ARMADURA DE VIGAS
INTEGRANTES:	AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA S. HOLSBACH, NÉSTOR I.
FECHA:	
ESCALA:	
N° DE PLANO	09



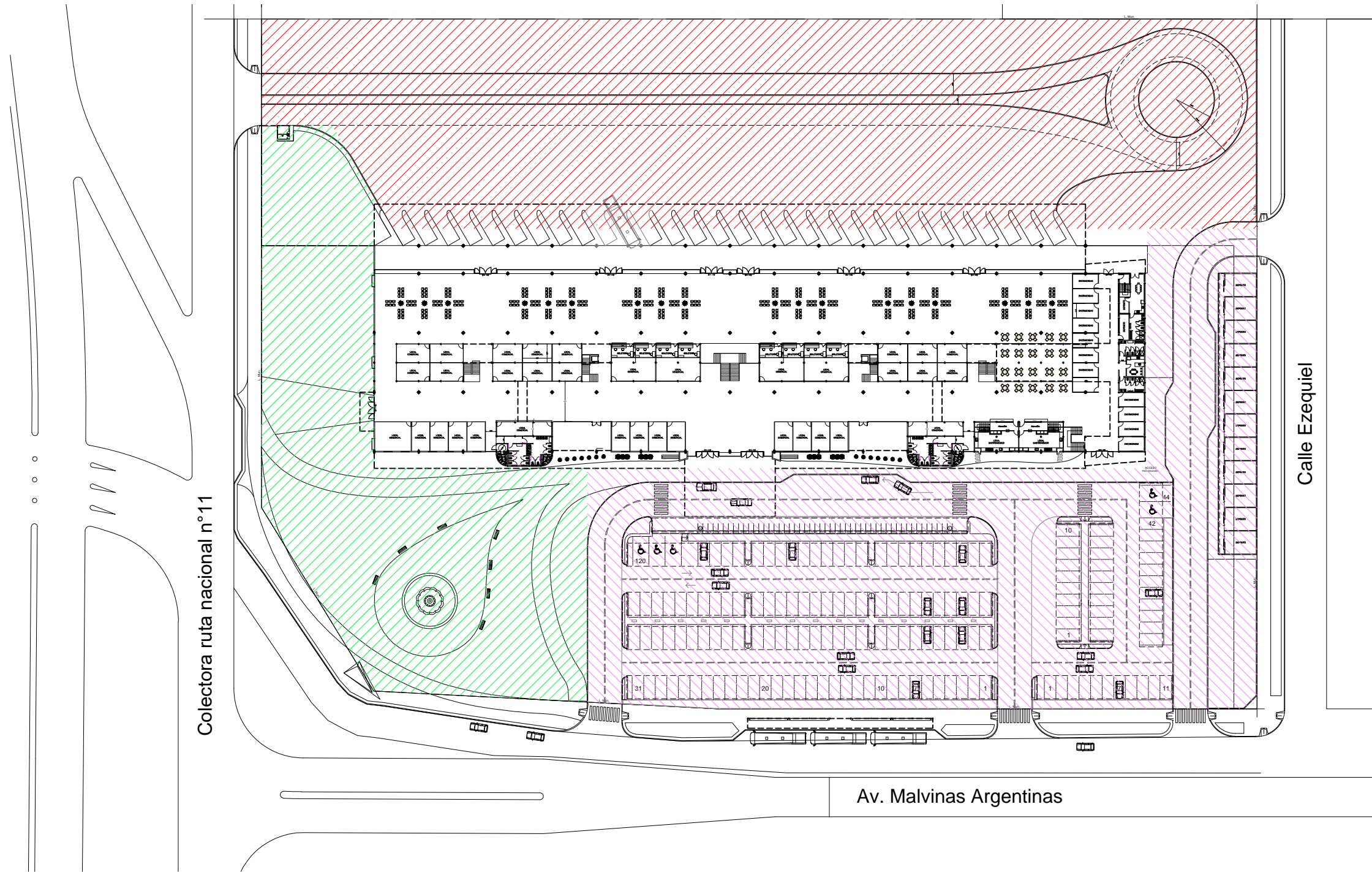
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Esquema (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	ADN 420 (kg)
C1=C2=C3=C4=C5 C6=C7=C8=C9=C10 C11=C12=C13	1	∅16	4	508	508	2032	32.1
	2	∅6	27	90	90	2430	5.4
	3	∅16	4	120	120	480	7.6
	4	∅6	3	81	81	243	0.5
Total + 10% (x13):							50.2
Total + 10% (x4):							652.6
C14=C15=C16=C17	1	∅16	4	508	508	2032	32.1
	2	∅6	27	90	90	2430	5.4
	3	∅16	4	120	120	480	7.6
	4	∅6	3	81	81	243	0.5
Total + 10% (x4):							50.2
Total + 10% (x4):							200.8
∅6:							110.5
∅16:							742.9
Total:							853.4

Planta: Losa 1
Hormigón: H=30
Acero en barras: ADN 420
Acero en estribos: ADN 420



Resumen Acero Columnas	Long. total (m)	Peso + 10% (kg)	Total
ADN 420 ∅6	454.4	111	
∅16	427.0	742	853

FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE	
TRABAJO FINAL	
ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA	FECHA:
TÍTULO: DETALLE DE ARMADURA DE COLUMNA	ESCALA:
INTEGRANTES: AYALA, VICTOR J.M. GUALTIERI, GRISELDA S. HOLSBACH, NÉSTOR I.	Nº DE PLANO 10



Colectora ruta nacional n°11

Calle Ezequiel

Av. Malvinas Argentinas

ÁREAS DE DRENAJE

REFERENCIAS:



SUB-ÁREA 1



SUB-ÁREA 2



SUB-ÁREA 3



FACULTAD DE INGENIERÍA-UNNE
TRABAJO FINAL

**ANTEPROYECTO DE LA NUEVA TERMINAL DE ÓMNIBUS
DEL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA**

FECHA:

ESCALA:

1:1000

TÍTULO:

ÁREAS DE DRENAJE

INTEGRANTES: AYALA, VICTOR J.M.
GUALTIERI, GRISELDA S.
HOLSBACH, NÉSTOR I.

N° DE PLANO

12