



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

PROJETO DE UMA ESTRUTURA METROVIÁRIA ENTERRADA

Rodolfo Eccard Bacha

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador:

Henrique Innecco Longo

Rio de Janeiro
Novembro de 2010

PROJETO DE UMA ESTRUTURA METROVIÁRIA ENTERRADA

Rodolfo Eccard Bacha

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Henrique Innecco Longo
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ (Orientador)

Fernando Celso Uchôa Cavalcanti
Prof. Adjunto, M.Sc., EP/UFRJ

Francisco José Costa Reis
Prof. Assistente, M.Sc., EP/UFRJ

Sergio Hampshire de Carvalho Santos
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL
NOVEMBRO DE 2010

Bacha, Rodolfo Eccard

Projeto de uma Estrutura Metroviária Enterrada / Rodolfo Eccard Bacha. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2010.

XI, 45 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Henrique Innecco Longo.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2010.

Referencias Bibliográficas: p. 45.

1. Estrutura Metroviária. 2. Estrutura Enterrada. 3. Galeria Enterrada.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Aldéia Eccard e Cláudio Bacha Gomes por todo o apoio e incentivo em todos os momentos.

Ao meu tio Flávio por ter me inspirado a seguir a carreira de Engenheiro.

Ao meu avô Flávio por ter cuidado de mim todos esses anos.

Aos meus amigos pelo incentivo durante as alegrias e dificuldades na faculdade.

Ao professor Henrique Innecco Longo pela orientação, atenção, disponibilidade e ensinamentos, durante a graduação e no projeto final.

A Deus por ter colocado todas essas pessoas na minha vida!

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Projeto de uma Estrutura Metroviária Enterrada

Rodolfo Eccard Bacha

Novembro/2010

Orientador: Henrique Innecco Longo.

Curso: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta o dimensionamento de um módulo metroviário enterrado de concreto armado através de um modelo tridimensional de elementos finitos que estará sujeito às ações impostas pelo terreno que o envolve e pela água, além das ações provocadas pelas cargas móveis de projeto.

O dimensionamento foi feito com base nas análises no Estado Limite Último, com a finalidade de se avaliar a resistência à ruptura e as tensões de compressão; e no Estado Limite de Serviço, para avaliar as deformações sofridas pela estrutura.

Essas análises foram feitas com base nas normas brasileiras de forma a atender aos critérios de segurança e de utilização da estrutura.

Palavras-chave: Estrutura Metroviária, Estrutura Enterrada, Galeria Enterrada.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for degree of Engineer.

Design of a Buried Subway Structure

Rodolfo Eccard Bacha

November/2010

Advisor: Henrique Innecco Longo.

Course: Civil Engineering

This paper presents the design of a buried subway concrete module through a three-dimensional finite element model subject to the actions imposed by the terrain that surrounds it and the water, beyond the actions caused by traffic loads of the project.

The design was based on the analysis in the Ultimate Limit State for the purpose of evaluating the tensile and compressive stress, and the Service Limit State, to evaluate the deformations for the structure.

These evaluations were done based on Brazilian standards to meet the criteria for safety and use of the structure.

Keywords: Subway Structure, Buried Structure, Buried Gallery.

ÍNDICE

1.	Introdução	1
2.	Histórico	1
3.	Apresentação da Estrutura	3
4.	Critérios de Projeto	8
4.1.	Normas Técnicas	8
4.2.	Materiais	9
4.2.1.	Concreto.....	9
4.2.2.	Aço para Armadura Passiva.....	9
4.2.3.	Solo	10
4.3.	Condições Ambientais	10
4.3.1.	Variações do Nível D'água.....	10
4.3.2.	Condições Geotécnicas	12
4.4.	Cargas Móveis	12
4.4.1.	Veículo do Metrô – TB-170	12
4.4.2.	Sobrecarga Móvel – TB-450	12
5.	Modelo Estrutural	13
5.1.	Propriedades das Barras e Elementos	15
5.2.	Carregamentos	16
5.2.1.	Peso Próprio.....	16
5.2.2.	Empuxo de Terra	16
5.2.3.	Empuxo de Terra com Subpressão	18
5.2.4.	Peso do Aterro na Laje Superior.....	20
5.2.5.	Sobrecarga Móvel	21
5.2.6.	Carga Móvel do Metrô.....	24
5.2.7.	Resumo dos Carregamentos	27
6.	Análise Estrutural do Modelo.....	27
6.1.	Estado Limite Último	27
6.2.	Estado Limite de Serviço.....	28
6.3.	Combinações.....	28
7.	Resultados do Modelo	29
8.	Dimensionamento	36
8.1.	Dimensionamento da Laje à Flexão	36

8.2.	Verificação da Laje ao Cisalhamento	37
8.3.	Verificação da Laje à Punção	38
8.4.	Dimensionamento dos Pilares.....	40
8.5.	Detalhamento das Armaduras.....	42
9.	Conclusão	44
	Referências Bibliográficas.....	45

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Construção do metrô no Jardim da Glória em 1975	2
Figura 2.2 – Obras da estação Largo do Machado	2
Figura 2.3 – Obras do metrô passando pela Avenida Rio Branco.....	3
Figura 3.1 – Perspectiva do módulo	4
Figura 3.2 – Perspectiva interna do módulo	4
Figura 3.3 – Vista em planta da estrutura.....	5
Figura 3.4 – Corte transversal A.....	5
Figura 3.5 – Corte transversal B.....	6
Figura 3.6 – Corte longitudinal C.....	6
Figura 3.7 – Perspectiva interna da galeria do metrô	7
Figura 3.8 – Vista interna da galeria do metrô da Glória	7
Figura 3.9 – Saída da galeria na estação da Glória.....	8
Figura 4.1 – Vista frontal da posição do nível d’água máximo.....	10
Figura 4.2 – Vista lateral da posição do nível d’água máximo	11
Figura 5.1 – Vista isométrica do modelo.....	13
Figura 5.2 – Perspectiva renderizada do modelo.....	13
Figura 5.3 – Vista superior do modelo	14
Figura 5.4 – Vista frontal do modelo.....	14
Figura 5.5 – Vista lateral do modelo	15
Figura 5.6 – Esquema de carregamento empuxo de terra.....	17
Figura 5.7 – Carregamento de empuxo de terra	17
Figura 5.8 – Tensões verticais no solo x profundidade	18
Figura 5.9 – Esquema de carregamento de empuxo de terra com subpressão	19
Figura 5.10 – Carregamento de empuxo de terra com subpressão.....	19
Figura 5.11 – Esquema de carregamento de peso do aterro sobre a laje superior.....	20
Figura 5.12 – Carregamento de peso de aterro sobre a laje superior.....	21
Figura 5.13 – Esquema de distribuição de cargas do veículo.....	21
Figura 5.14 – Esquema de carregamento de sobrecarga móvel na seção transversal	22
Figura 5.15 – Esquema de carregamento de sobrecarga móvel – posição 1	22
Figura 5.16 – Carregamento de sobrecarga móvel – posição 1.....	23
Figura 5.17 – Esquema de carregamento de sobrecarga móvel – posição 2	23
Figura 5.18 – Carregamento de sobrecarga móvel – posição 2.....	24

Figura 5.19 – Características Geométricas e Cargas dos Trens-Tipo.....	25
Figura 5.20 – Esquema de distribuição de cargas do veículo na posição 1.....	25
Figura 5.21 – Carregamento de carga móvel do metrô – posição 1	25
Figura 5.22 – Esquema de distribuição de cargas do veículo na posição 2.....	26
Figura 5.23 – Carregamento de carga móvel do metrô – posição 2	26
Figura 7.1 – Envoltória de momento máximo na direção X no ELU.....	29
Figura 7.2 – Detalhe do momento máximo na direção X no ELU na laje inferior	30
Figura 7.3 – Envoltória de momento mínimo na direção X no ELU	30
Figura 7.4 – Detalhe do momento mínimo na direção X no ELU na laje superior.....	31
Figura 7.5 – Envoltória de momento máximo na direção Y no ELU.....	31
Figura 7.6 – Detalhe do momento máximo na direção Y no ELU na laje inferior	32
Figura 7.7 – Envoltória de momento mínimo na direção Y no ELU	32
Figura 7.8 – Detalhe do momento mínimo na direção Y no ELU na laje superior.....	33
Figura 7.9 – Envoltória de esforço cortante na laje	33
Figura 7.10 – Detalhe do esforço cortante na laje – cortante máximo = 311,91kN/m...	34
Figura 7.11 – Envoltória de esforço normal nos pilares no ELU	34
Figura 7.12 – Envoltória de momento fletor nos pilares no ELU	35
Figura 7.13 – Deslocamento da estrutura no ELS	36
Figura 8.1 – Perímetro crítico em pilares internos	38
Figura 8.2 – Perímetro crítico em pilares de borda	39
Figura 8.3 – Gráfico de interação adimensional Momento x Normal.....	41
Figura 8.4 – Esquema das armaduras nas seções com pilar central	42
Figura 8.5 – Esquema das armaduras nas seções sem pilar central.....	42
Figura 8.6 – Esquema das armaduras inferiores em planta	43
Figura 8.7 – Esquema das armaduras superiores em planta.....	43
Figura 8.8 – Esquema das armaduras dos pilares.....	43

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Cargas dos Trens-Tipo.....	12
Tabela 4.2 – Cargas dos Veículos	12
Tabela 5.1 – Propriedade dos Elementos.....	15
Tabela 5.2 – Propriedade das Barras	15
Tabela 5.3 – Propriedades Gerais dos Materiais	15
Tabela 5.4 – Propriedades Mecânicas Básicas dos Materiais	15
Tabela 5.5 – Somatório das cargas de peso próprio	16
Tabela 5.6 – Somatório das cargas de empuxo de terra	17
Tabela 5.7 – Somatório das cargas de empuxo de terra com subpressão.....	20
Tabela 5.8 – Somatório das cargas de sobrecarga de terra.....	21
Tabela 5.9 – Somatório das cargas do TB-450 na posição 1.....	23
Tabela 5.10 – Somatório das cargas TB-450 na posição 2.....	24
Tabela 5.11 – Somatório das cargas do TB-170 na posição 1.....	26
Tabela 5.12 – Somatório das cargas do TB-170 na posição 2.....	26
Tabela 5.13 – Tabela de Lista de Carregamentos.....	27
Tabela 6.1 – Tabela de Coeficientes de Ponderação das Ações.....	28
Tabela 6.2 – Combinações de Análise no ELU e ELS.....	29
Tabela 7.1 – Resumo dos Momentos Máximos e Mínimos nos Elementos de Placa	33
Tabela 7.2 – Resumo dos Esforços nos Pilares	35
Tabela 8.1 – Cálculo das Armaduras nas Direções X e Y.....	36
Tabela 8.2 – Cálculo das Armaduras dos Pilares	41

1. Introdução

Com o crescimento populacional nas grandes metrópoles, torna-se necessário um sistema de transporte cada vez mais eficiente, que consiga atender a população, levando-a a vários pontos da cidade com rapidez, conforto e segurança.

Uma das formas de tornar isso possível é através do transporte metroviário, que é, em grande parte, feito por debaixo do solo, não ocupando o espaço da superfície, tornando o ambiente menos poluído sonoramente e visualmente.

Além disso, o transporte metroviário é capaz de transportar uma grande quantidade de passageiros, reduzindo a quantidade de ônibus e carros nas vias circulatórias, a poluição sonora e a poluição atmosférica.

Este trabalho propõe uma solução estrutural para esta malha metroviária através de módulos enterrados de concreto armado que devem ser posicionados justapostos, de modo a formar o trajeto da via férrea.

Nos capítulos subseqüentes, será feita a análise e o dimensionamento da estrutura de concreto armado de acordo com as normas técnicas brasileiras.

2. Histórico

O metrô surgiu em Londres, em meados do século XIX, para solucionar os problemas de trânsito da maior cidade do mundo na época.

Após 30 anos de planejamento e negociações, em 1854, a Companhia Metropolitana recebeu licença do Parlamento para iniciar o trabalho numa linha de 6,5km, dando início ao primeiro metrô do mundo.

No Brasil, o século XX foi marcado por grandes transformações, dentre elas o desenvolvimento industrial decorrente da diminuição das importações em função da crise econômica mundial e o aumento significativo da população em São Paulo e no Rio de Janeiro devido ao êxodo rural. Todos esses acontecimentos contribuíram para o aumento dos problemas de tráfego e transporte nas metrópoles. Era fácil notar que estas cidades precisavam de um sistema de transporte rápido, eficiente e de grande capacidade.

O sucesso do metrô nas cidades européias fez com que a idéia de um sistema metroviário ganhasse força.

Aqui no Rio de Janeiro, atento aos problemas que surgiram, o governo do então Estado da Guanabara, na gestão do governador Negrão de Lima, determinou em 1966 a constituição de um grupo de trabalho para estudar a implantação de um sistema metroviário que estabeleceu a prioridade da construção inicial de 37,4 km de linhas.

Numa cerimônia, no dia 23 de junho de 1970, foi cravada a primeira estaca na Praça Paris, no bairro da Glória, marcando o início das obras. As obras prosseguiram até 1971, quando foram paralisadas por falta de recursos. Somente em 1975 as obras foram retomadas definitivamente, começando novamente na Glória.



Operários na construção do Metrô, no Jardim da Glória. 1975.

Figura 2.1 – Construção do metrô no Jardim da Glória em 1975

O Metrô do Rio de Janeiro foi inaugurado em uma grande cerimônia no dia 05 de março de 1979. A bordo de um trem, o governador Chagas Freitas e o presidente João Figueiredo inauguraram na seqüência as Estações Praça Onze, Presidente Vargas, Cinelândia e Glória. Era o começo da Linha 1.



Obras da Estação Largo do Machado e trânsito nas ruas do bairro do Flamengo.

Figura 2.2 – Obras da estação Largo do Machado



Figura 2.3 – Obras do metrô passando pela Avenida Rio Branco

Em obras desde o final da década de 70, a Linha 2 foi inaugurada com apenas 3 estações em 19 de novembro de 1981. Partindo da estação Estácio, de onde vinham os passageiros da linha 1, a nova linha contava com as Estações São Cristóvão e Maracanã, permitindo acesso privilegiado aos dias de jogos no estádio do Maracanã, bem como ao Campus Universitário da UERJ.

Atualmente o metrô do Rio de Janeiro possui 42 km de extensão distribuídos em duas linhas (linha 1 – General Osório <-> Saens Peña e linha 2 – Pavuna <-> Botafogo) e 34 estações e transporta diariamente cerca de 550 mil passageiros.

3. Apresentação da Estrutura

A estrutura que será estudada é um módulo metroviário em concreto armado com 11,50m de largura x 7,00m de altura e 31,00m de comprimento como mostrado abaixo:

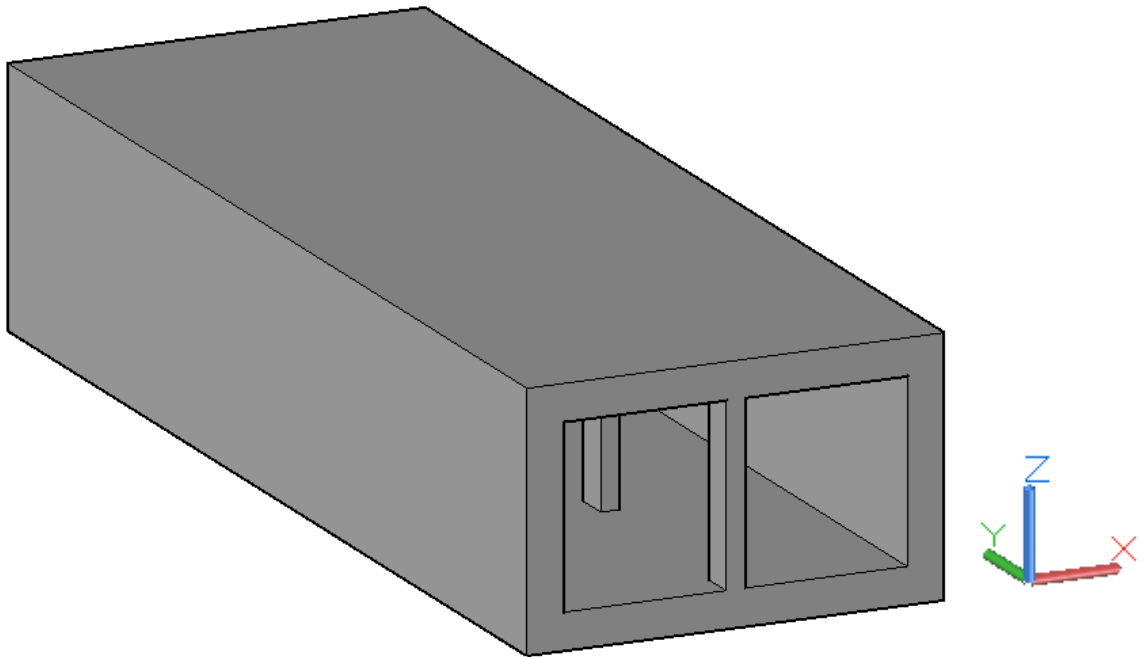


Figura 3.1 – Perspectiva do módulo

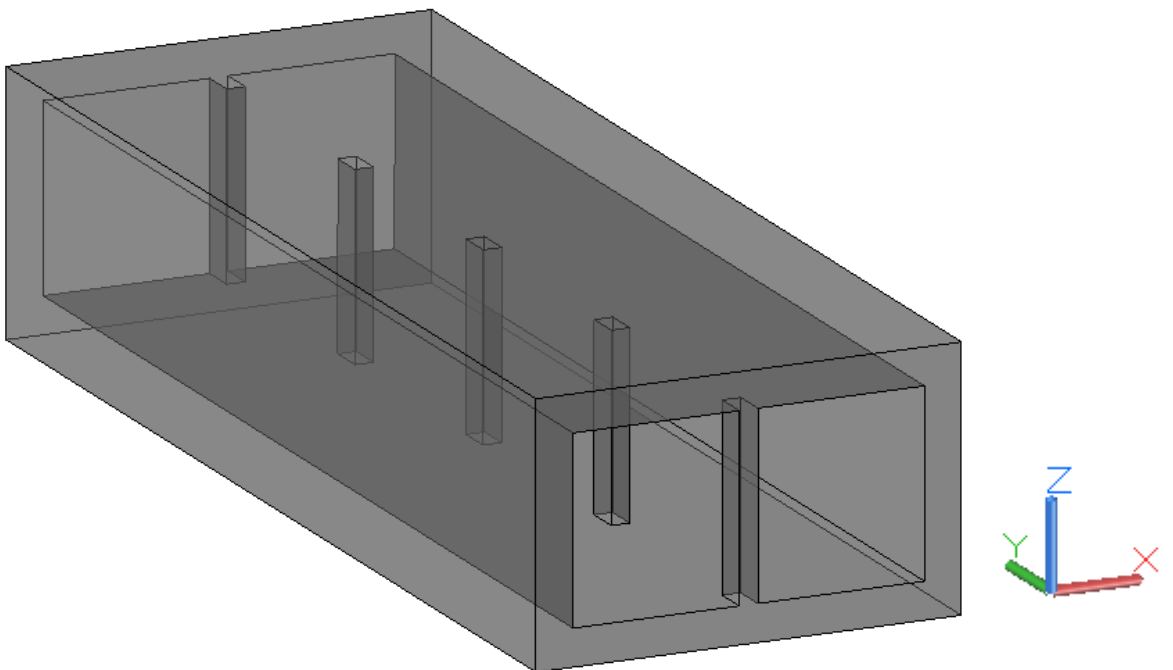


Figura 3.2 – Perspectiva interna do módulo

A estrutura possui 5 colunas de 0,50m de largura x 1,00m de comprimento espaçadas de 7,50m uma da outra e posicionadas no centro da seção transversal.

No modelo que será analisado, o eixo **X** está no sentido transversal da estrutura, enquanto que o eixo **Y** está no sentido longitudinal. O eixo **Z** está na vertical e é positivo para cima.

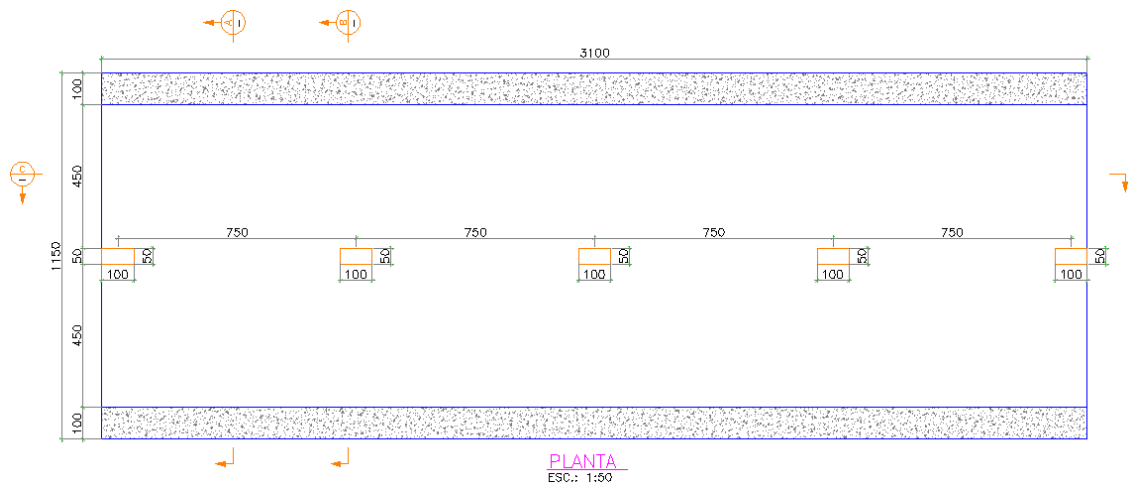


Figura 3.3 – Vista em planta da estrutura

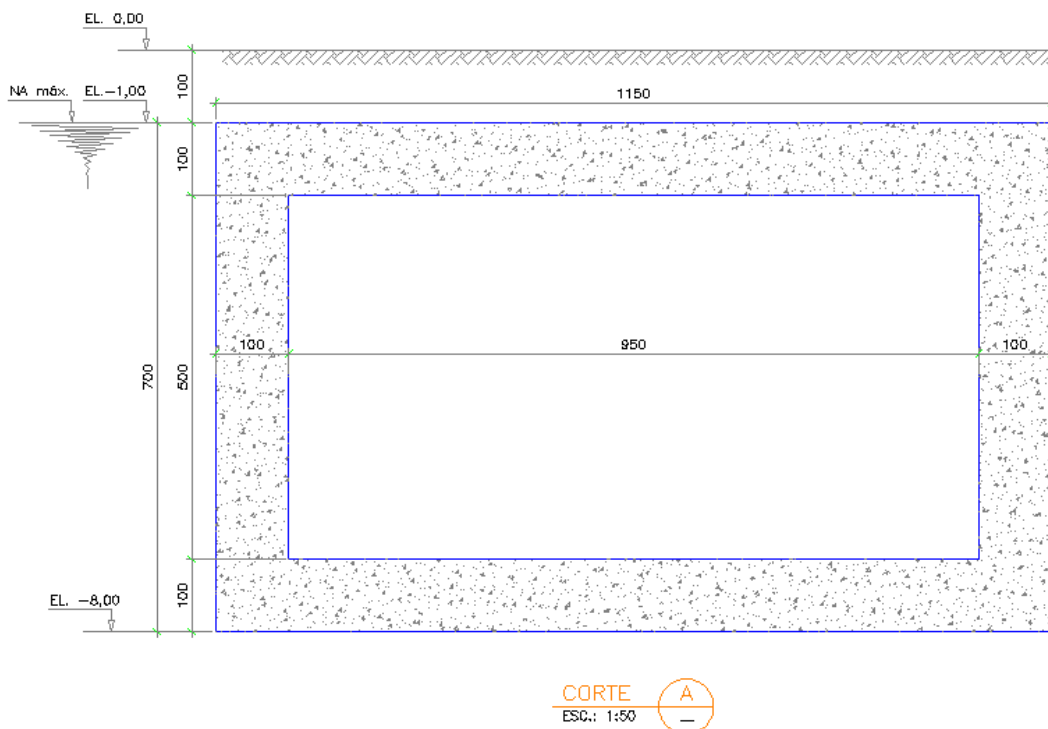
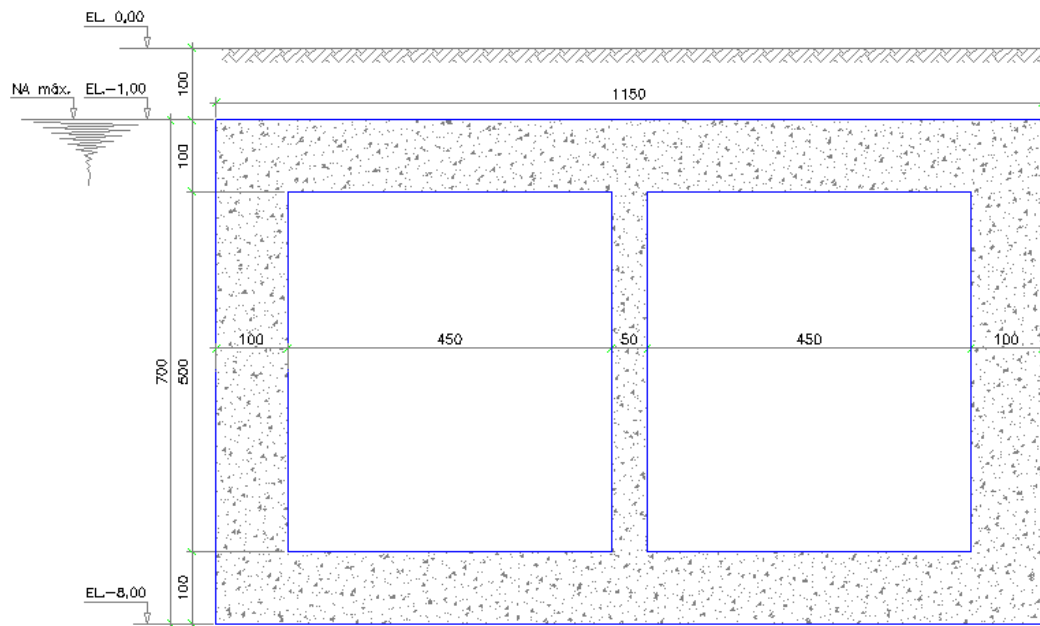
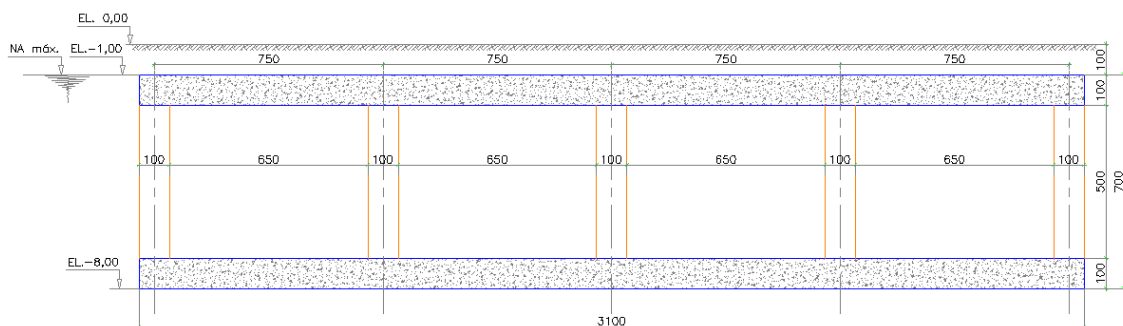


Figura 3.4 – Corte transversal A



CORTE B
 ESC.: 1:50

Figura 3.5 – Corte transversal B



CORTE C
 ESC.: 1:50

Figura 3.6 – Corte longitudinal C

A estrutura ficará totalmente enterrada sob a malha viária, de forma que fique uma camada de 1,00m de aterro sobre a mesma. Além disso, o nível d'água máximo também está a uma profundidade de 1,00m da superfície.

O deslocamento transversal fica impedido pelo fato da estrutura estar contida lateralmente pelo solo.

O deslocamento longitudinal fica impedido pela continuidade da estrutura.



Figura 3.7 – Perspectiva interna da galeria do metrô



Figura 3.8 – Vista interna da galeria do metrô da Glória



Figura 3.9 – Saída da galeria na estação da Glória

4. Critérios de Projeto

Neste capítulo são apresentadas as principais informações a serem utilizadas no projeto do módulo metroviário, como:

- a) Normas técnicas a serem consideradas;
- b) Características dos materiais a serem utilizados;
- c) Condições geotécnicas;
- d) Sobrecargas móveis.

4.1. Normas Técnicas

O projeto foi desenvolvido de acordo com os critérios estabelecidos nas seguintes Normas Técnicas da ABNT:

- NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado;
- NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações;
- NBR 7187 – Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido;
- NBR 7188 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre;

- NBR 7189 – Cargas Móveis para Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias;
- NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas;

4.2. Materiais

4.2.1. Concreto

Como a estrutura encontra-se em um ambiente sujeito a variação do nível d'água e na proximidade do mar, por estar na cidade do Rio de Janeiro, a NBR 6118 [7] classifica este ambiente como agressivo de classe IV. Desta forma, deve ser utilizado concreto com $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$.

Os módulos de elasticidade inicial (E_{ci}) e secante (E_{cs}) são calculados de acordo com as expressões abaixo:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (4.1)$$

$$E_{cs} = 0,85E_{ci} \quad (4.2)$$

Sendo assim, tem-se para $f_{ck} = 40\text{MPa}$:

$$E_{ci} = 35.417,510 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 30.104,883 \text{ MPa}$$

Outras propriedades físicas importantes são:

$$\nu = 0,2 \quad (\text{coeficiente de Poisson})$$

$$G_c = 0,4E_{cs} = 12,04\text{GPa} \quad (\text{módulo de elasticidade transversal})$$

$$\alpha_c = 10^{-5}/^\circ\text{C} \quad (\text{coeficiente de dilatação térmica})$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{peso específico})$$

4.2.2. Aço para Armadura Passiva

Será utilizado o aço CA-50. Para este aço devem ser adotadas as seguintes propriedades mecânicas:

$$f_{ys} = 500\text{MPa} \quad (\text{resistência ao escoamento})$$

$$E_s = 210\text{GPa} \quad (\text{módulo de elasticidade})$$

4.2.3. Solo

De acordo com a NBR 7187 [9], o peso específico do solo úmido deve ser considerado no mínimo igual a 18kN/m³ e o ângulo de atrito no máximo igual a 30°.

4.3. Condições Ambientais

4.3.1. Variações do Nível D'água

Antes de fazer as análises foram verificadas as condições de flutuação da estrutura para garantir que a mesma não seja empurrada para cima quando o nível d'água atingir seu valor máximo.

Para garantir que a estrutura permanecerá na posição correta, o coeficiente de flutuação precisa respeitar o seguinte limite:

$$1,00 \leq \gamma_f \leq 1,20 \quad (4.3)$$

O limite superior na equação 4.3 é uma recomendação para economizar concreto.

O nível d'água máximo foi considerado a uma profundidade máxima de 1,00m a partir da superfície.

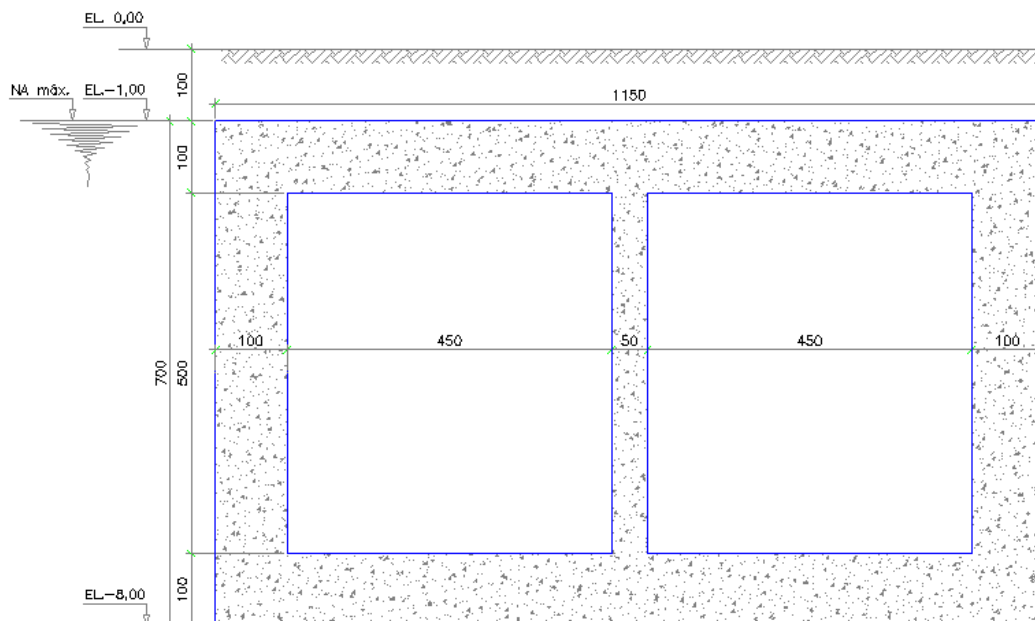


Figura 4.1 – Vista frontal da posição do nível d'água máximo

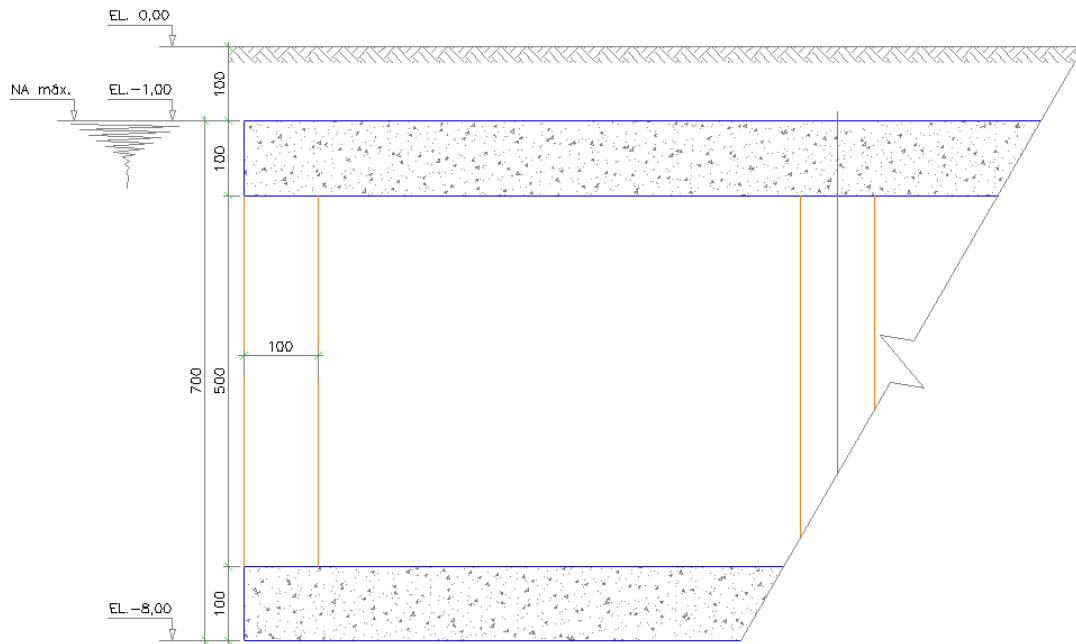


Figura 4.2 – Vista lateral da posição do nível d'água máximo

Assim teremos:

- Volume da estrutura:

$$V_c = [(11,50m \times 7,00m) - (9,50m \times 5,00m)] \times 31,00m + 5 \times (0,50m \times 1,00m \times 5,00m)$$

$$V_c = 1.035,5m^3$$

- Peso da estrutura:

$$P_c = \gamma_c \cdot V_c = 25kN/m^3 \times 1.035,5m^3 = 25.887,5kN$$

- Volume de água deslocado:

$$V_a = (11,50m \times 7,00m) \times 31,00m$$

$$V_a = 2.495,5m^3$$

- Subpressão devido ao lençol freático:

$$P_a = \gamma_a \cdot V_a = 10kN/m^3 \times 2.495,5m^3 = 24.955kN$$

- Coeficiente de flutuação:

$$\gamma_f = \frac{P_c}{P_a} = \frac{25.887,5}{24.955} = 1,04$$

4.3.2. Condições Geotécnicas

Este trabalho não tem a finalidade de avaliar as condições de resistência geotécnica, entretanto, como a estrutura estudada esta assente no solo, será suposto um terreno com grande capacidade de carga. Para isso, o solo será adotado como sendo uma areia muito compacta.

Assim, para representar o solo, a estrutura ficará apoiada sobre molas espaçadas de 0,25m, com rigidez de 500.000 kN/m³.

4.4. Cargas Móveis

4.4.1. Veículo do Metrô – TB-170

De acordo com a NBR 7189 [11], item 2.2.1 - Classes dos trens-tipo, o trem tipo para vias sujeitas exclusivamente ao transporte de passageiros em regiões metropolitanas ou suburbanas deve ser o TB-170. Assim, os dados referentes ao TB-170 podem ser encontrados na Tabela 1 da norma.

Tabela 4.1 – Cargas dos Trens-Tipo

TB	Q (kN)	Q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1,00	2,00	2,00
270	270	90	15	1,00	2,00	2,00
240	240	80	15	1,00	2,00	2,00
170	170	25	15	11,00	2,50	5,00

4.4.2. Sobrecarga Móvel – TB-450

De acordo com a tabela 1 da NBR 7188 [10], a carga do veículo Tipo 45 é 450kN e a carga uniformemente distribuída é 5kN/m²

Tabela 4.2 – Cargas dos Veículos

Classe da ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				
	Tipo	Peso total		p		p'		Disposição da carga
		kN	t _f	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga p' nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

5. Modelo Estrutural

Para analisar o módulo, foi feito um modelo tridimensional utilizando o programa SAP2000 [5]. As paredes e as lajes superior e inferior foram modeladas utilizando elementos de placas com 25cm x 25cm e os pilares intermediários foram modelados utilizando elementos lineares. O modelo analisado está apresentado nas figuras a seguir.

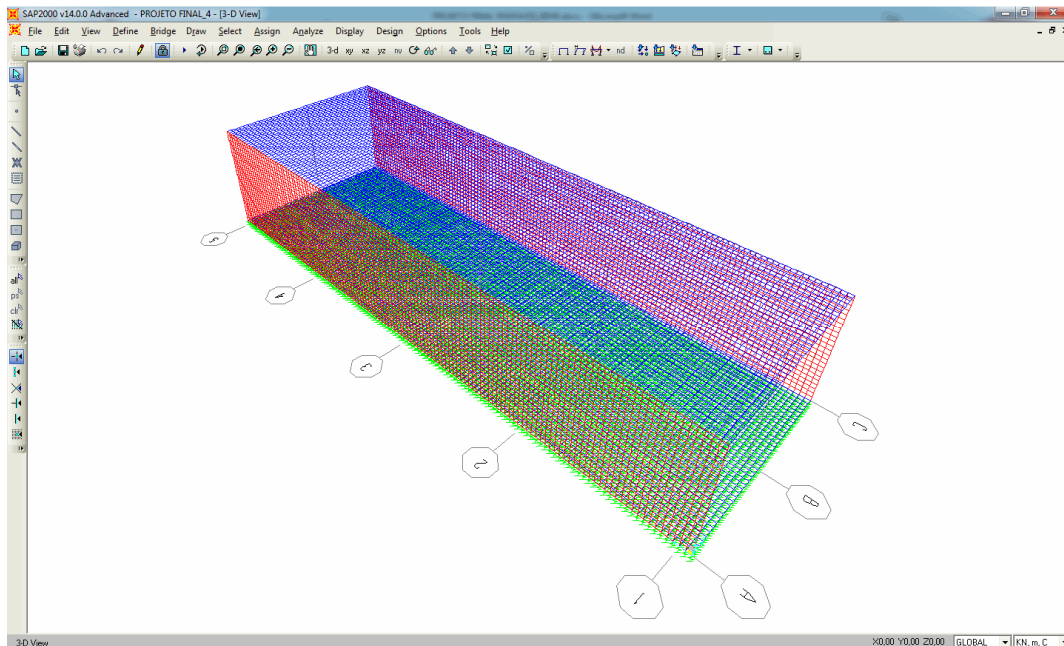


Figura 5.1 – Vista isométrica do modelo

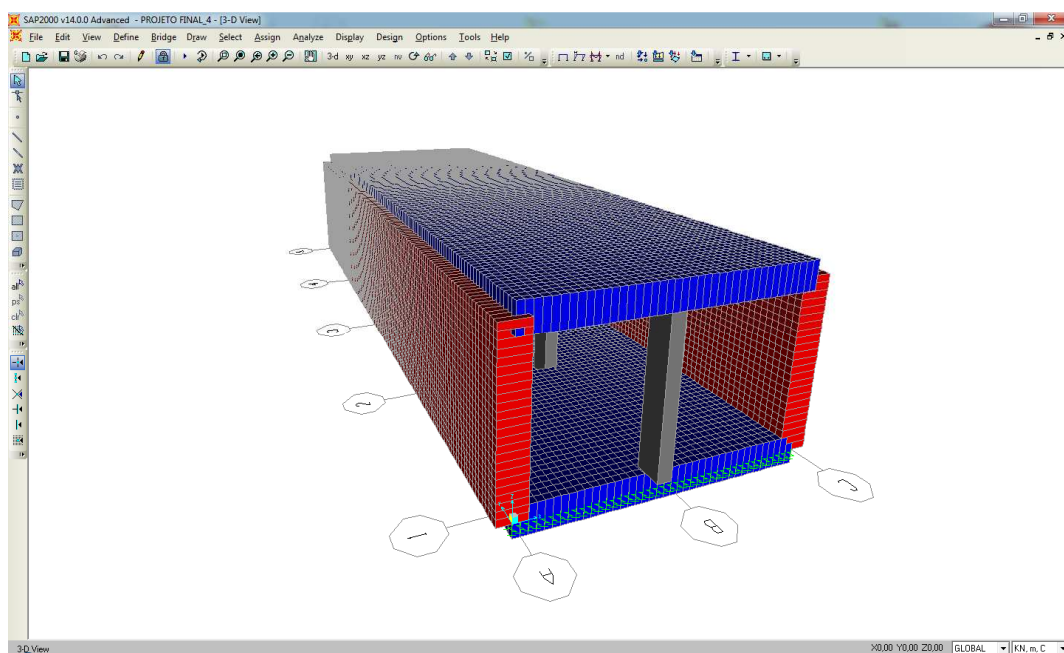


Figura 5.2 – Perspectiva renderizada do modelo

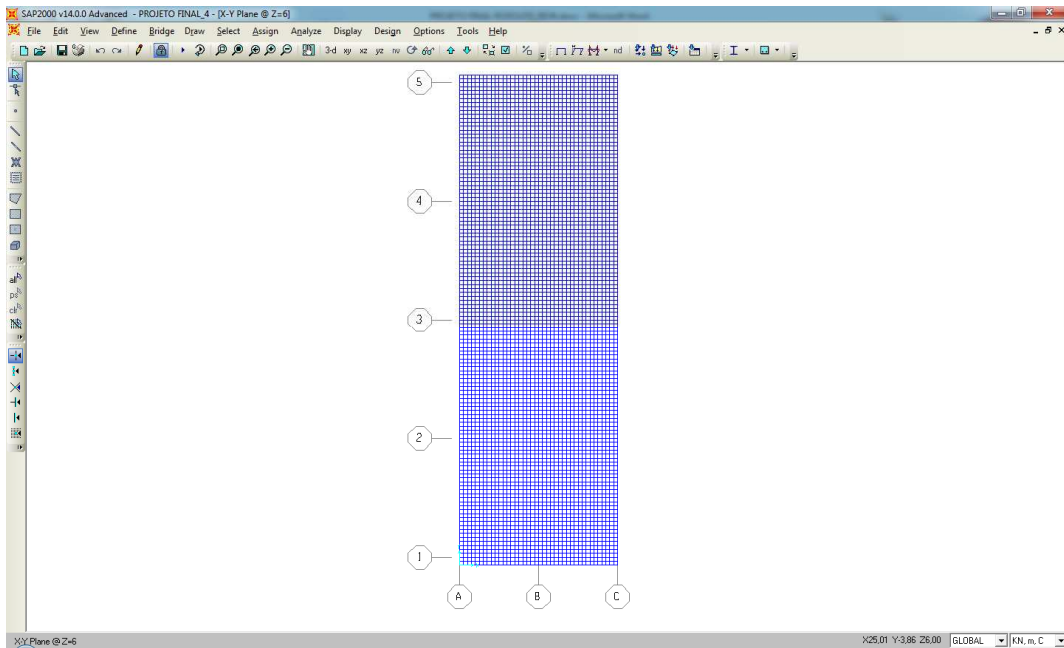


Figura 5.3 – Vista superior do modelo

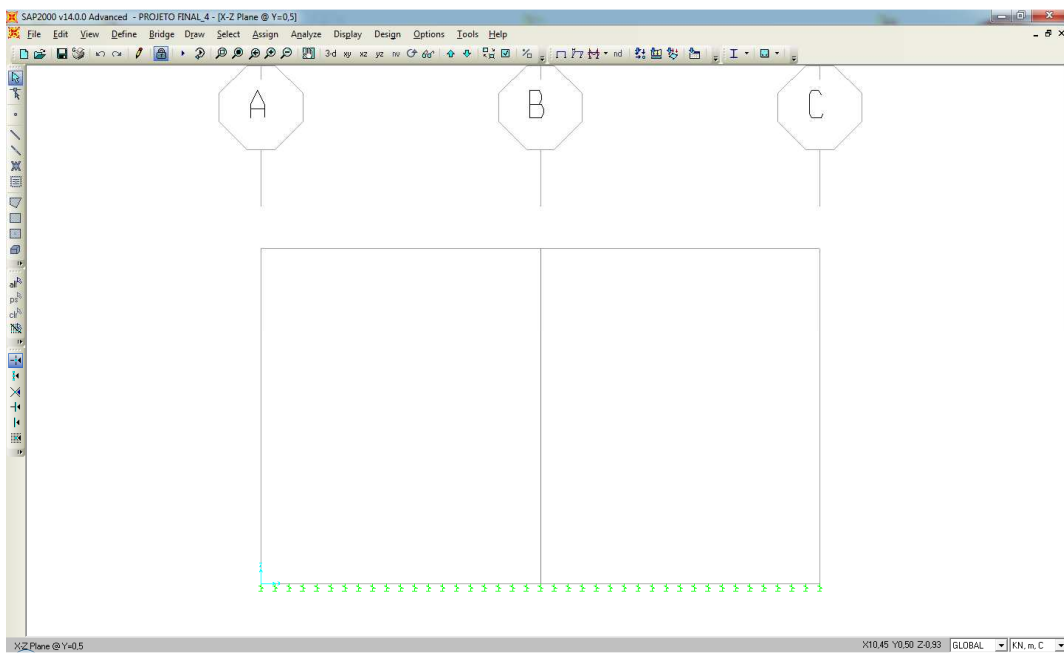


Figura 5.4 – Vista frontal do modelo

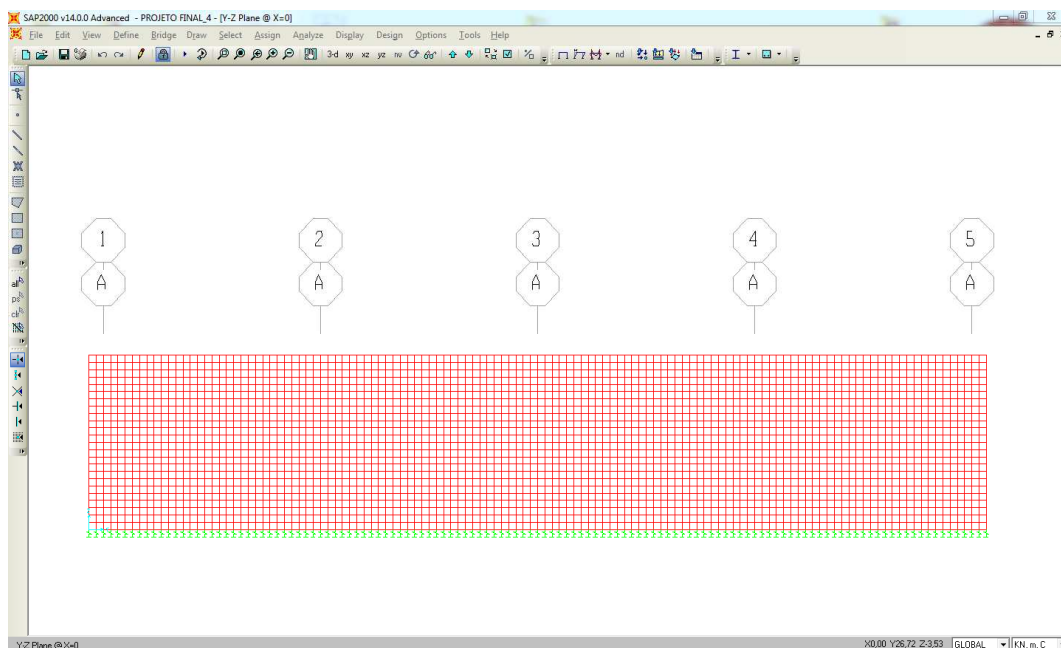


Figura 5.5 – Vista lateral do modelo

5.1. Propriedades das Barras e Elementos

Para a modelagem computacional da estrutura foram utilizados elementos de placa com 25cm x 25cm para as paredes e lajes e elementos lineares para as colunas.

As propriedades das seções utilizadas estão nas tabelas abaixo:

Tabela 5.1 – Propriedade dos Elementos

Table: Area Section Properties				
Section	Material	Thickness m	BendThick m	Color
LAJES	C 40	1,000000	1,000000	Blue
PAREDES	C 40	1,000000	1,000000	Red

Tabela 5.2 – Propriedade das Barras

Table: Frame Section Properties 01 - General							
SectionName	Material	Shape	t3 m	t2 m	Area m2	TorsConst m4	Color
PILARES	C 40	Rectangular	0,500000	1,000000	0,500000	0,028610	Gray8Dark

Tabela 5.3 – Propriedades Gerais dos Materiais

Table: Material Properties 01 - General				
Material	Type	SymType	TempDepend	Color
CONCRETO 40MPa	Concrete	Isotropic	No	Blue

Tabela 5.4 – Propriedades Mecânicas Básicas dos Materiais

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties						
Material	UnitWeight KN/m3	UnitMass KN-s2/m4	E1 KN/m2	G12 KN/m2	U12	A1 1/C
C 40	2,5000E+01	2,5000E+03	30100000,00	12040000,00	0,200000	1,0000E-04

5.2. Carregamentos

Para os carregamentos, foram analisados os efeitos do solo e da água para os quais a estrutura está submetida como subpressão, empuxo de água e de terra e sobrecarga de aterro.

Para as cargas móveis foram utilizados o TB-170 para analisar os efeitos do veículo metroviário na laje inferior e o TB-45 para analisar os efeitos da sobrecarga devido à existência da malha viária sobre a estrutura.

Todos os carregamentos foram aplicados no eixo dos elementos de placa.

5.2.1. Peso Próprio

A carga de peso próprio foi adicionada em toda a estrutura e é igual a 25kN/m³. O programa adiciona automaticamente essas cargas na estrutura.

Tabela 5.5 – Somatório das cargas de peso próprio

CARREGAMENTO C1: PESO PRÓPRIO (kN)	
$\Sigma F_x =$	0,0
$\Sigma F_y =$	0,0
$\Sigma F_z =$	-25.887,5

5.2.2. Empuxo de Terra

O empuxo de terra foi calculado com $\gamma_{\text{solo}} = 18\text{kN/m}^3$ e coeficiente de empuxo no repouso $K_0 = 0,5$.

Assim, o empuxo de terra no solo fica da seguinte forma:

- $h_1 = 1,50\text{m}$ de profundidade:

$$E_1 = K_0 \cdot \gamma_s \cdot h_1 \quad (5.1)$$

$$E_1 = 0,5 \times 18\text{kN/m}^3 \times 1,50\text{m} = 13,5\text{kN/m}^2$$

- $h_2 = 7,50\text{m}$ de profundidade:

$$E_2 = K_0 \cdot \gamma_s \cdot h_2 \quad (5.2)$$

$$E_2 = 0,5 \times 18\text{kN/m}^3 \times 7,50\text{m} = 67,5\text{kN/m}^2$$

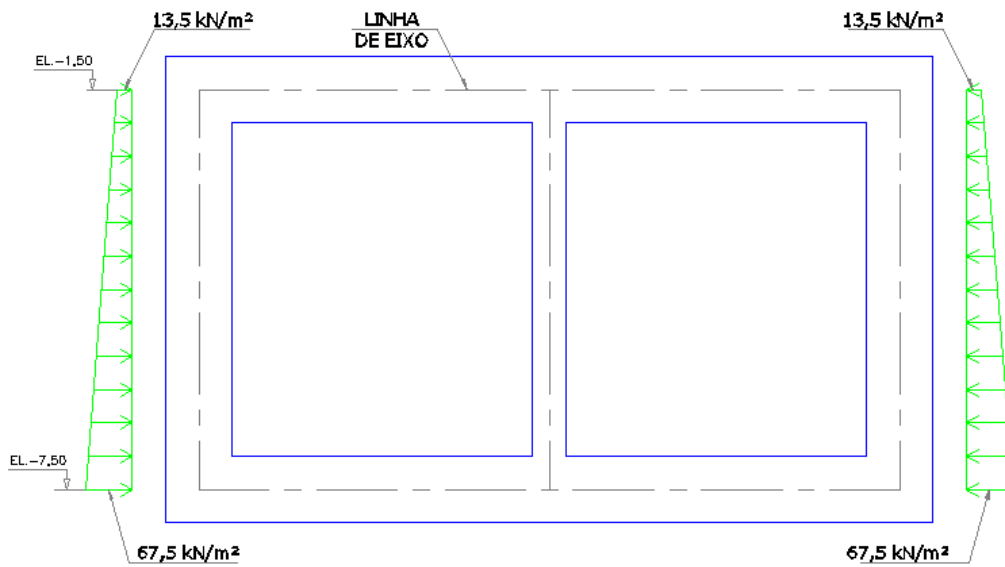


Figura 5.6 – Esquema de carregamento empuxo de terra

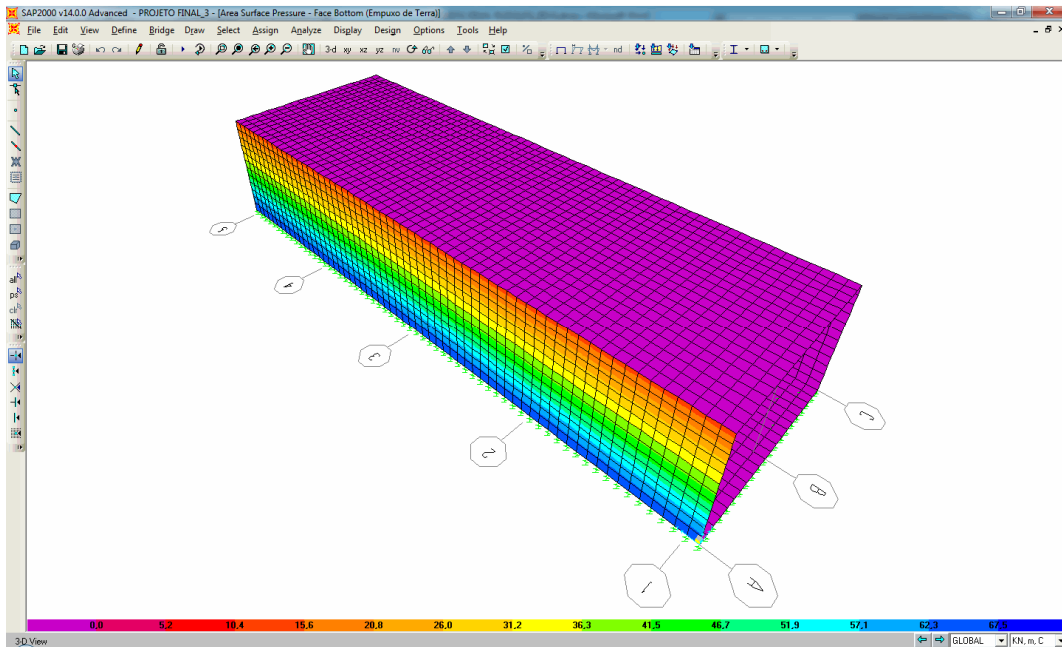


Figura 5.7 – Carregamento de empuxo de terra

Tabela 5.6 – Somatório das cargas de empuxo de terra

CARREGAMENTO C2: EMPUXO DE TERRA (kN)	
$\Sigma F_x =$	$7.533,0 - 7.533,0 = 0,0$
$\Sigma F_y =$	0,0
$\Sigma F_z =$	0,0

5.2.3. Empuxo de Terra com Subpressão

Para o cálculo do empuxo de terra considerando o nível d'água máximo foi utilizado o peso específico do solo γ_s até a profundidade de 1,50m onde se encontra o nível d'água. A partir desta profundidade foi utilizado o peso específico submerso do solo γ_{sub} .

Assim sendo, foram considerados os seguintes pesos específicos:

- de 0,00m a 1,50m de profundidade:

$$\gamma_{solo} = 18\text{kN/m}^3$$

- a partir de 1,50m de profundidade:

$$\gamma_{sub} = \gamma_{solo} - \gamma_a \quad (5.3)$$

$$\gamma_{sub} = 18\text{kN/m}^3 - 10\text{kN/m}^3 = 8\text{kN/m}^3$$

O gráfico a seguir mostra a variação das tensões efetivas verticais no solo ao longo da profundidade do terreno.

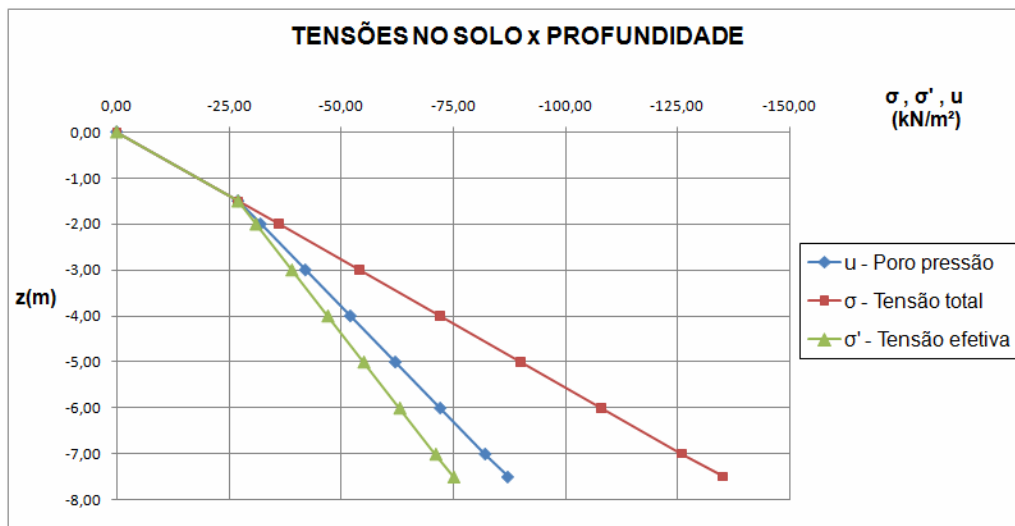


Figura 5.8 – Tensões verticais no solo x profundidade

Assim, o empuxo de terra no solo considerando o nível d'água máximo fica da seguinte forma:

- $Z_1 = 1,50\text{m}$ de profundidade:

$$E_1 = 13,5\text{kN/m}^2$$

- $Z_2 = 7,50\text{m}$ de profundidade:

$$E_2 = E_1 + K_0 \cdot \gamma_{\text{sub}} \cdot h_2 + \gamma_a \cdot h_2 \quad (5.4)$$

$$E_2 = 13,5\text{kN/m}^2 + 0,5 \times 8\text{kN/m}^3 \times 6,00\text{m} + 10 \times 6,00\text{m} = 97,5\text{kN/m}^2$$

A subpressão de água atuante na laje inferior vale:

$$P = \gamma_a \cdot h_a \quad (5.5)$$

$$P = 10\text{kN/m}^3 \times 7,00\text{m} = 70,0\text{kN/m}^2$$

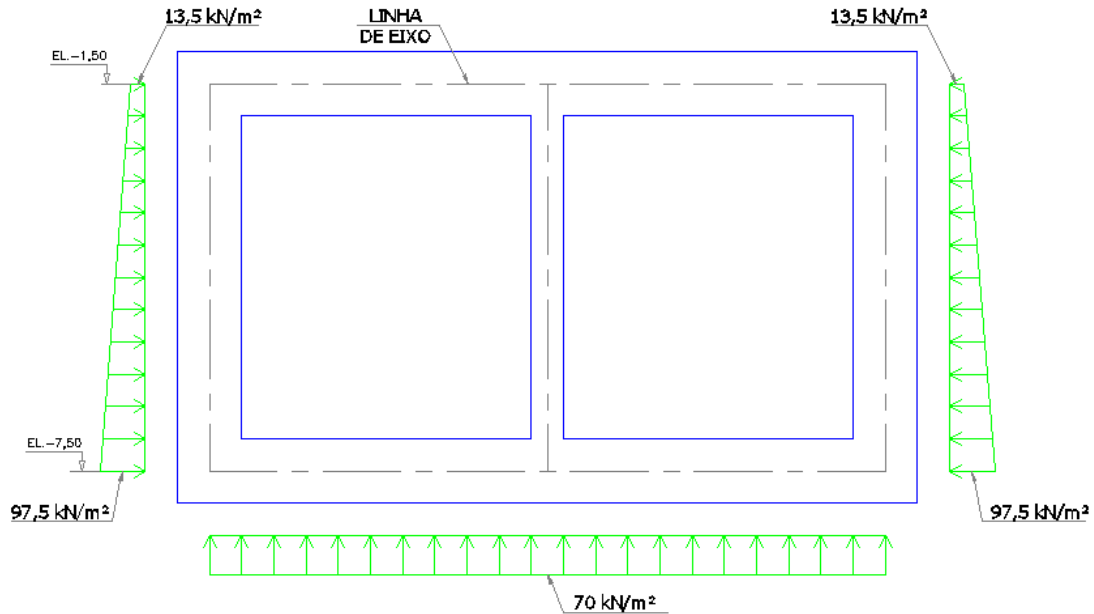


Figura 5.9 – Esquema de carregamento de empuxo de terra com subpressão

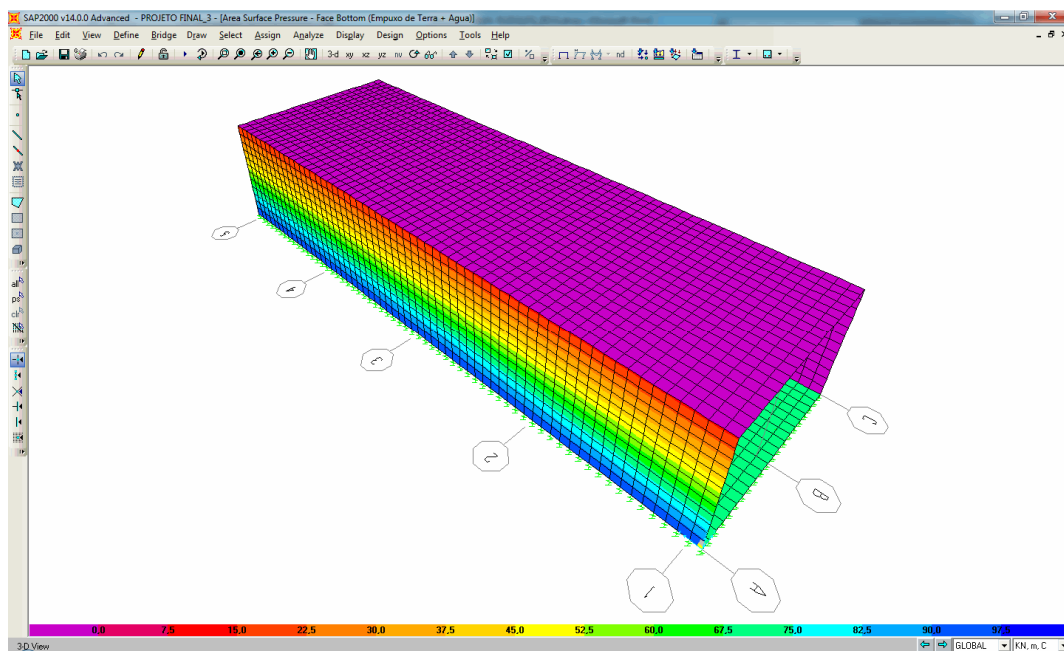


Figura 5.10 – Carregamento de empuxo de terra com subpressão

Tabela 5.7 – Somatório das cargas de empuxo de terra com subpressão

CARREGAMENTO C3: EMPUXO DE TERRA COM SUBPRESSÃO (kN)	
$\Sigma F_x =$	$10.323,0 - 10.323,0 = 0,0$
$\Sigma F_y =$	$0,0$
$\Sigma F_z =$	$22.785,0$

5.2.4. Peso do Aterro na Laje Superior

Como a estrutura ficará enterrada sob 1,00m de aterro, o peso do mesmo será adicionado como carga distribuída sobre a laje superior da estrutura. Assim teremos:

$$P_{aterro} = \gamma_s \times h_{aterro} \quad (5.6)$$
$$P_{aterro} = 18kN/m^3 \times 1,00m = 18 kN/m^2$$

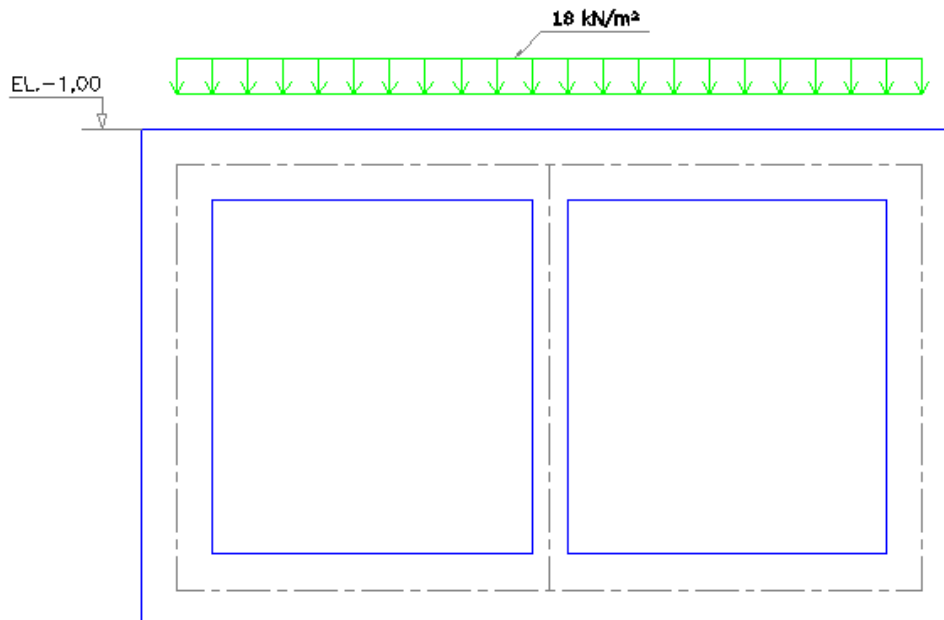


Figura 5.11 – Esquema de carregamento de peso do aterro sobre a laje superior

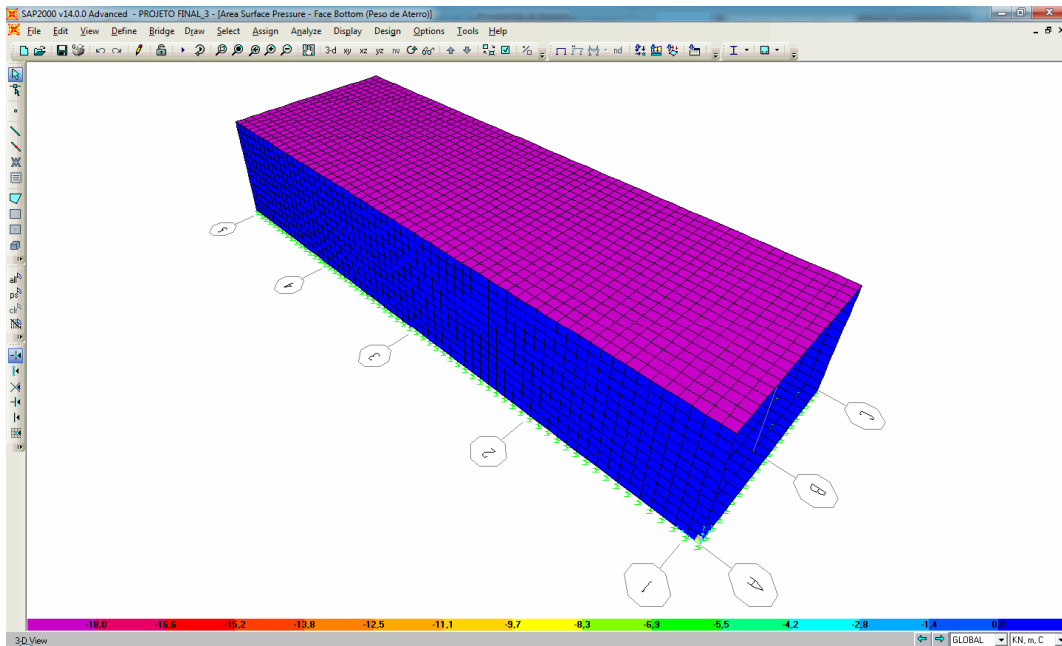


Figura 5.12 – Carregamento de peso de aterro sobre a laje superior

Tabela 5.8 – Somatório das cargas de sobrecarga de terra

CARREGAMENTO C4: PESO DE ATERRO (kN)	
$\Sigma F_x =$	0,0
$\Sigma F_y =$	0,0
$\Sigma F_z =$	-5.859,0

5.2.5. Sobrecarga Móvel

A sobrecarga móvel foi considerada como um carregamento estático espreado a 45° e aplicado sobre a laje superior da estrutura em duas posições diferentes: uma com o veículo tipo sobre um dos pilares e outra com o veículo posicionado entre dois pilares.

Além disso, é considerado que a carga do veículo está uniformemente distribuída sobre a área espreada.

A aplicação dessas cargas foi feita de acordo com o esquema abaixo.

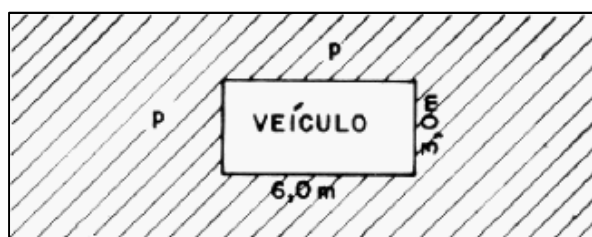


Figura 5.13 – Esquema de distribuição de cargas do veículo

Considerando o espraio das cargas, teremos:

$$b = 1,00m + 3,00m + 1,00m = 5,00m$$

$$l = 1,00m + 6,00m + 1,00m = 8,00m$$

$$Q = 450kN / (b \times l) \tag{5.7}$$

$$Q = \frac{450kN}{5,00m \times 8,00m} = 11,25kN/m^2$$

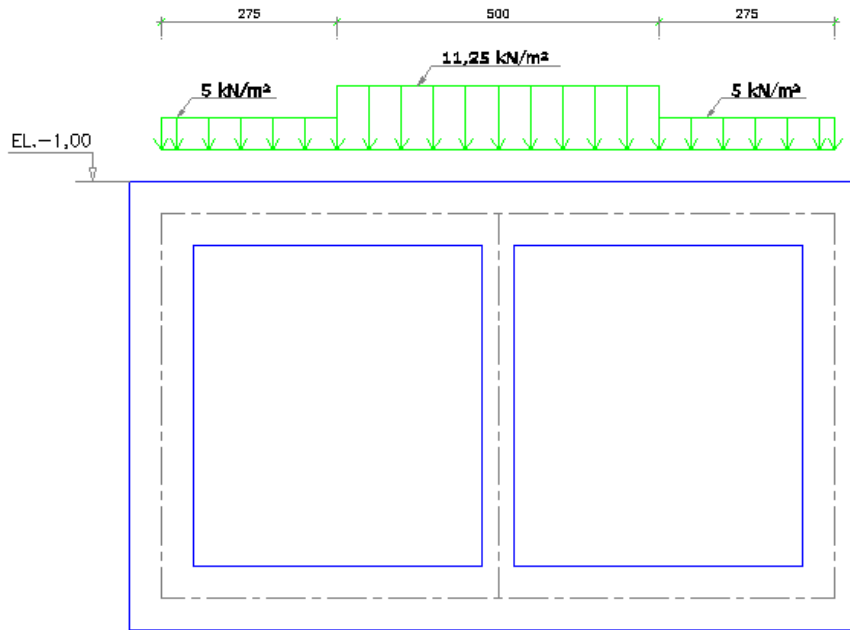


Figura 5.14 – Esquema de carregamento de sobrecarga móvel na seção transversal

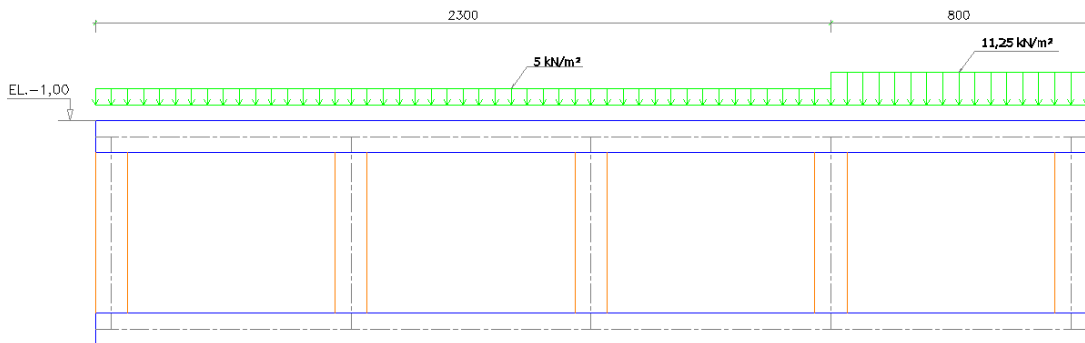


Figura 5.15 – Esquema de carregamento de sobrecarga móvel – posição 1

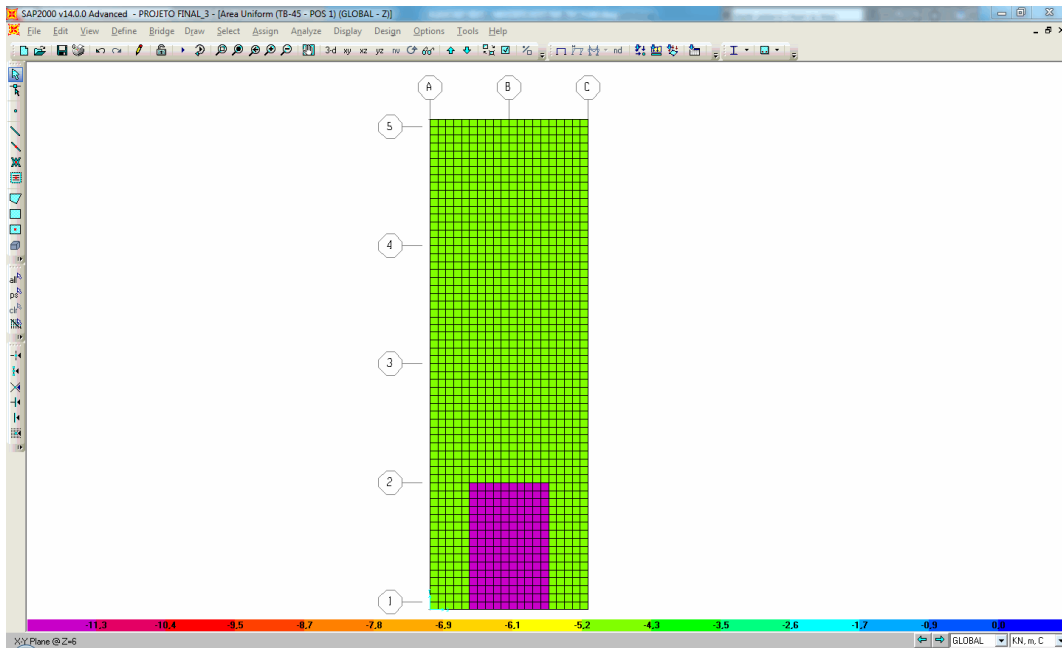


Figura 5.16 – Carregamento de sobrecarga móvel – posição 1

Tabela 5.9 – Somatório das cargas do TB-450 na posição 1

CARREGAMENTO C5: TB-450 – POS 1 (kN)	
$\Sigma F_x =$	0,0
$\Sigma F_y =$	0,0
$\Sigma F_z =$	-1.800,0

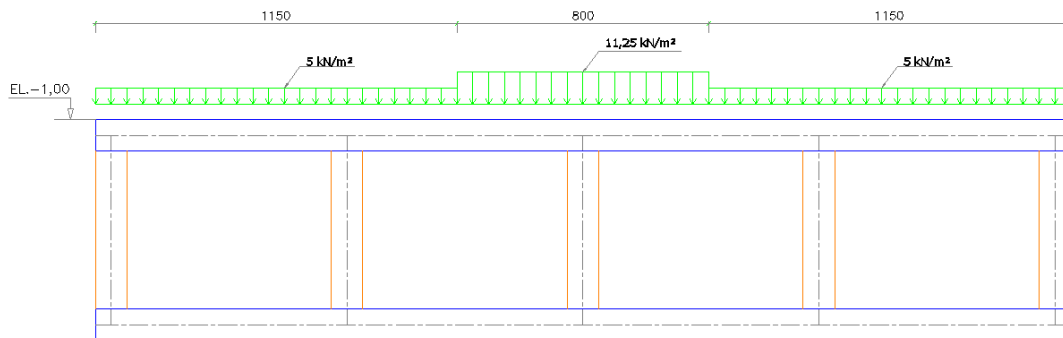


Figura 5.17 – Esquema de carregamento de sobrecarga móvel – posição 2

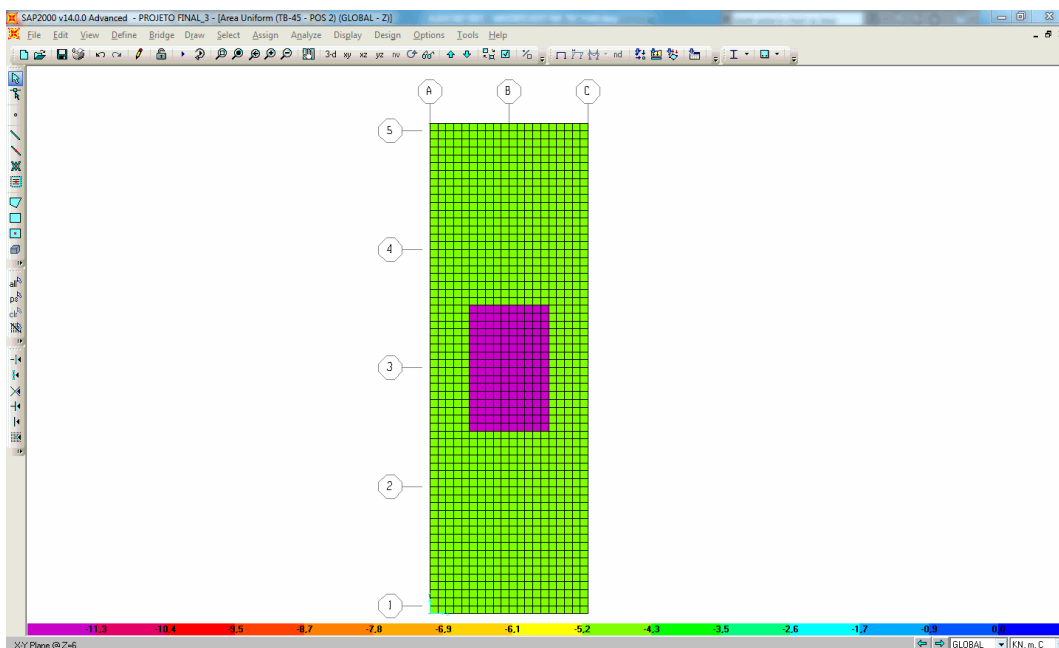


Figura 5.18 – Carregamento de sobrecarga móvel – posição 2

Tabela 5.10 – Somatório das cargas TB-450 na posição 2

CARREGAMENTO C6: TB-450 – POS 2 (kN)	
$\Sigma F_x =$	0,0
$\Sigma F_y =$	0,0
$\Sigma F_z =$	-1.800,0

5.2.6. Carga Móvel do Metrô

Assim como no carregamento de sobrecarga móvel, os efeitos devidos a passagem do trem tipo ferroviário serão considerados apenas em duas posições diferentes: uma com as cargas concentradas posicionadas no meio da estrutura, e outra com as cargas concentradas posicionadas em uma das extremidades da estrutura.

Além disso, considerando que os trilhos estarão apoiados sobre dormentes e que estes distribuem as cargas do veículo pela laje inferior, a carga será aplicada uniformemente distribuída na área sob o veículo.

Assim, a aplicação dessas cargas foi feita com base no esquema de distribuição de cargas do trem tipo ferroviário segundo a NBR 7189 [11], item 2.2.2 – Características geométricas e cargas dos trens-tipo.

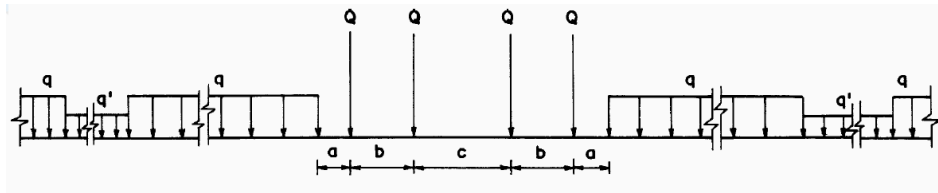


Figura 5.19 – Características Geométricas e Cargas dos Trens-Tipo

Considerando a distribuição uniforme das cargas sob a área do veículo, teremos:

$$VEÍCULO = \frac{4 \times 170kN}{10,00m \times 4,50m} = 15,11kN/m^2$$

$$p = \frac{25kN/m}{4,50m} = 5,56kN/m^2$$

Abaixo estão apresentados os esquemas de aplicação das cargas.

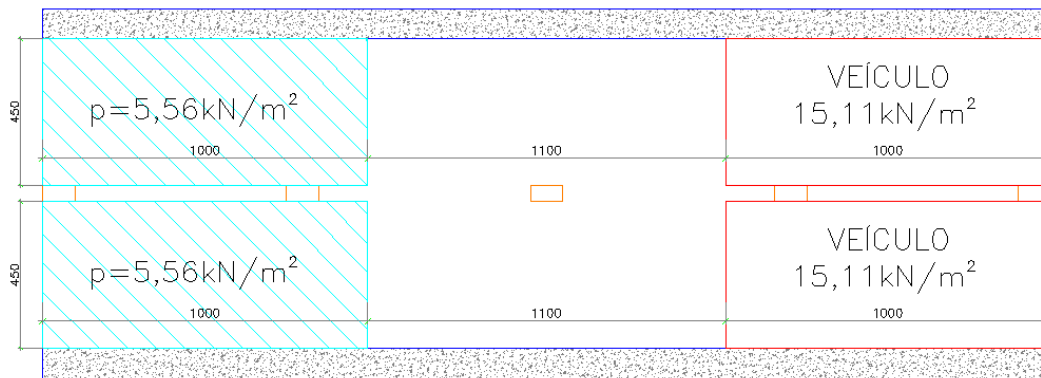


Figura 5.20 – Esquema de distribuição de cargas do veículo na posição 1

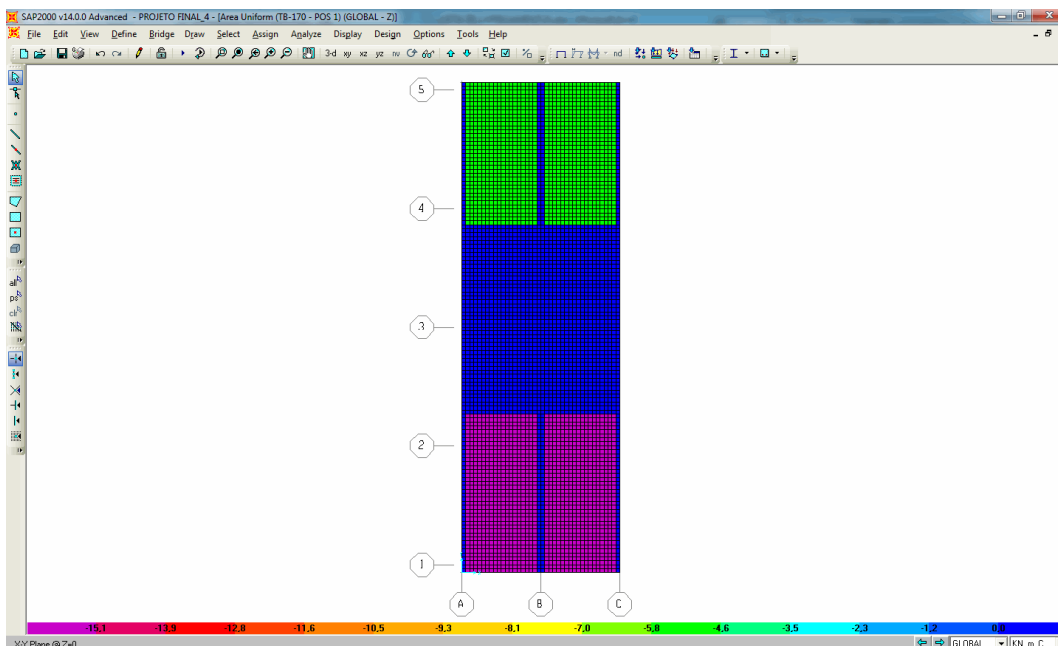


Figura 5.21 – Carregamento de carga móvel do metrô – posição 1

Tabela 5.11 – Somatório das cargas do TB-170 na posição 1

CARREGAMENTO C7: TB-170 – POS 1 (kN)	
$\Sigma F_x =$	0,0
$\Sigma F_y =$	0,0
$\Sigma F_z =$	-1.860,0

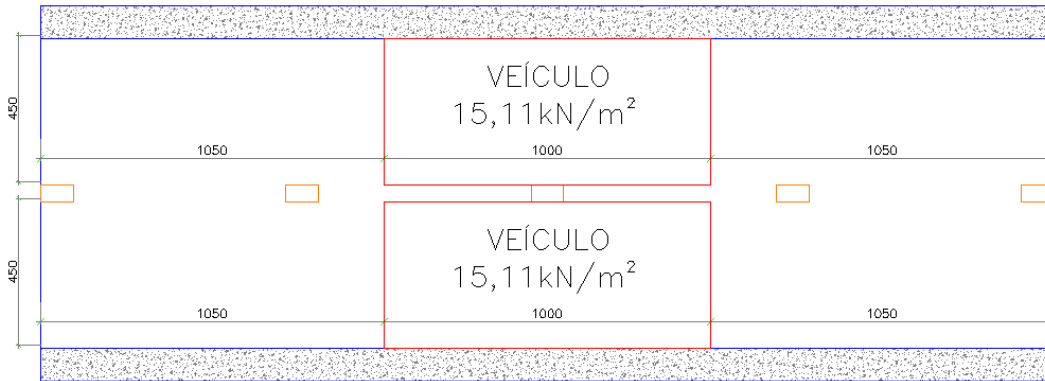


Figura 5.22 – Esquema de distribuição de cargas do veículo na posição 2

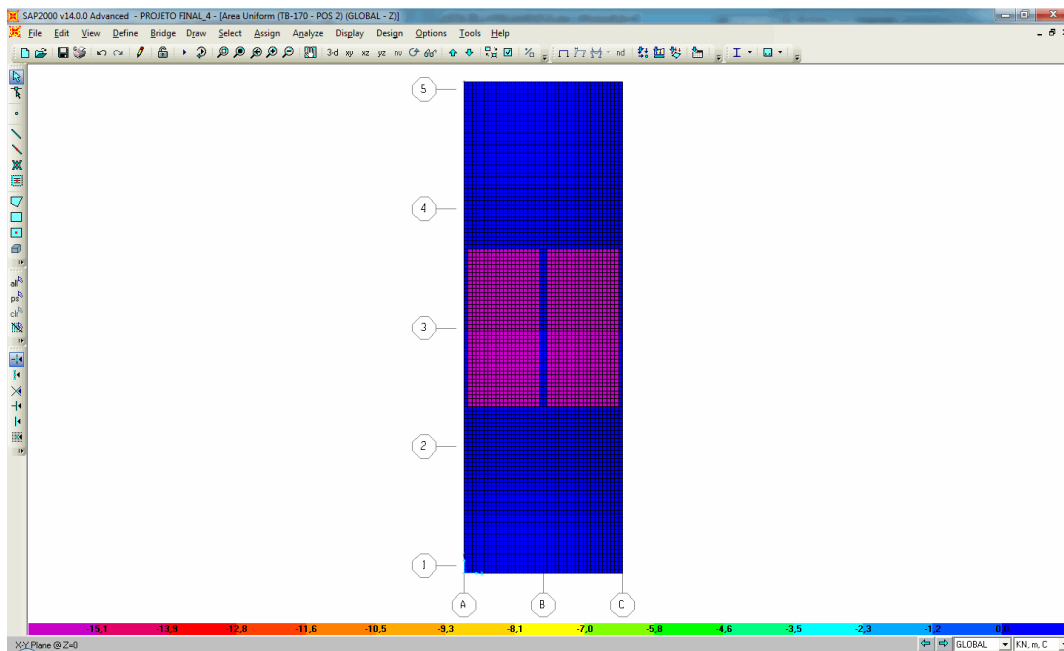


Figura 5.23 – Carregamento de carga móvel do metrô – posição 2

Tabela 5.12 – Somatório das cargas do TB-170 na posição 2

CARREGAMENTO C7: TB-170 – POS 2 (kN)	
$\Sigma F_x =$	0,0
$\Sigma F_y =$	0,0
$\Sigma F_z =$	-1.360,0

5.2.7. Resumo dos Carregamentos

Para facilitar as combinações de cargas, os carregamentos foram nomeados de acordo com a legenda abaixo.

Tabela 5.13 – Tabela de Lista de Carregamentos

LISTA DE CARREGAMENTOS	
C1	PESO PRÓPRIO
C2	EMPUXO DE TERRA
C3	EMPUXO DE TERRA COM SUBPRESSÃO
C4	SOBRECARGA DE ATERRO
C5	SOBRECARGA MÓVEL POS 1
C6	SOBRECARGA MÓVEL POS 2
C7	CARGA MÓVEL DO METRÔ POS 1
C8	CARGA MÓVEL DO METRÔ POS 2

6. Análise Estrutural do Modelo

A estrutura será analisada no Estado Limite Último para a determinação das armaduras necessárias para garantir a segurança à ruptura e verificação das tensões no concreto na laje e no Estado Limite de Serviço para a verificação das flechas.

6.1. Estado Limite Último

Estados Limites Último são aqueles que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

Em cada combinação última as ações são multiplicadas pelo seu coeficiente de majoração. Assim, as combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot F_{Qi,k} \quad (6.1)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Qi,k}$ é o valor característico das ações variáveis;

γ_g coeficiente de ponderação para as ações permanentes

γ_q coeficiente de ponderação para as ações variáveis

6.2. Estado Limite de Serviço

Estados Limites de Serviço são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados.

Nas combinações em serviço todas as ações são tomadas com seus valores característicos. Assim, as combinações em serviço são dadas pela seguinte expressão:

$$F_{serviço} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Qi,k} \quad (6.2)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Qi,k}$ é o valor característico das ações variáveis;

6.3. Combinações

Abaixo serão apresentados os coeficientes de ponderação (γ_f) das ações utilizados na análise. Os coeficientes utilizados foram retirados da Tabela 1, Tabela 4 e Tabela 6 da NBR 8681 [12].

Tabela 6.1 – Tabela de Coeficientes de Ponderação das Ações

Carregamento	ELU	ELS
	γ_f	γ_f
C1	1,35	1,00
C2	1,40	1,00
C3	1,40	1,00
C4	1,40	1,00
C5	1,50	1,00
C6	1,50	1,00
C7	1,50	1,00
C8	1,50	1,00

Com isso, utilizando as expressões (6.1) e (6.2) e os coeficientes da tabela 6.3.1, teremos a seguintes combinações de análise listadas na tabela 6.2:

Tabela 6.2 – Combinações de Análise no ELU e ELS

Combinação	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
ELU #1	1,35	1,40	-	1,40	1,50	-	1,50	-
ELU #2	1,35	1,40	-	1,40	-	1,50	1,50	-
ELU #3	1,35	1,40	-	1,40	1,50	-	-	1,50
ELU #4	1,35	1,40	-	1,40	-	1,50	-	1,50
ELU #5	1,35	-	1,40	1,40	1,50	-	1,50	-
ELU #6	1,35	-	1,40	1,40	-	1,50	1,50	-
ELU #7	1,35	-	1,40	1,40	1,50	-	-	1,50
ELU #8	1,35	-	1,40	1,40	-	1,50	-	1,50
ELS #1	1,00	1,00	-	1,00	1,00	-	1,00	-
ELS #2	1,00	1,00	-	1,00	-	1,00	1,00	-
ELS #3	1,00	1,00	-	1,00	1,00	-	-	1,00
ELS #4	1,00	1,00	-	1,00	-	1,00	-	1,00
ELS #5	1,00	-	1,00	1,00	1,00	-	1,00	-
ELS #6	1,00	-	1,00	1,00	-	1,00	1,00	-
ELS #7	1,00	-	1,00	1,00	1,00	-	-	1,00
ELS #8	1,00	-	1,00	1,00	-	1,00	-	1,00

7. Resultados do Modelo

Abaixo são apresentados os resultados da análise do modelo de elementos finitos. Para uma melhor visualização dos resultados os resultados são apresentados através de cores que variam de acordo com o nível da solicitação.

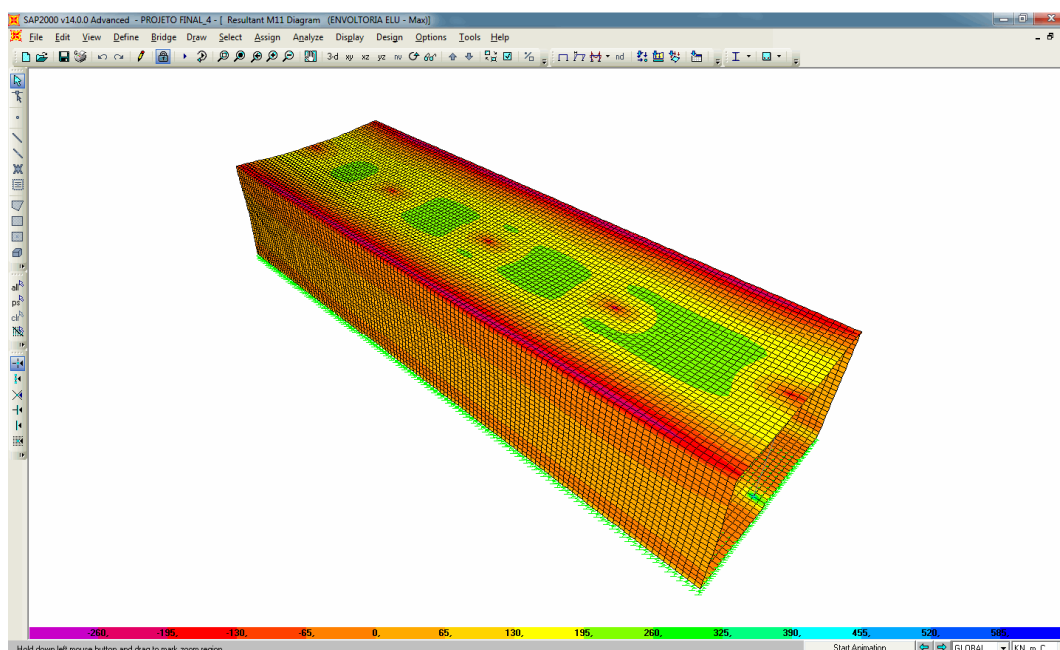


Figura 7.1 – Envoltória de momento máximo na direção X no ELU

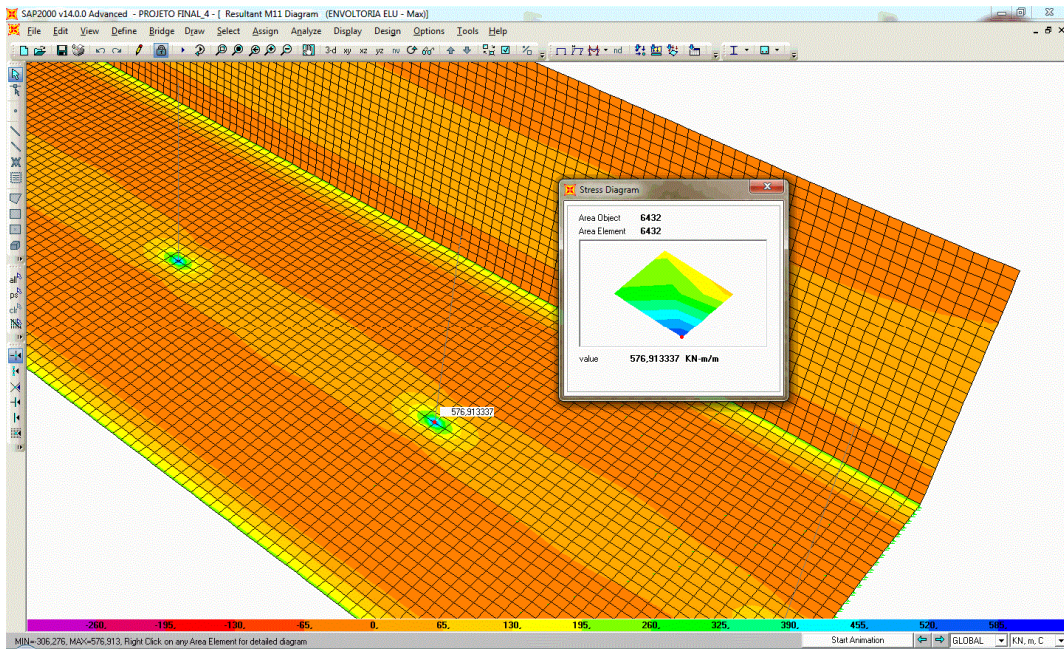


Figura 7.2 – Detalhe do momento máximo na direção X no ELU na laje inferior

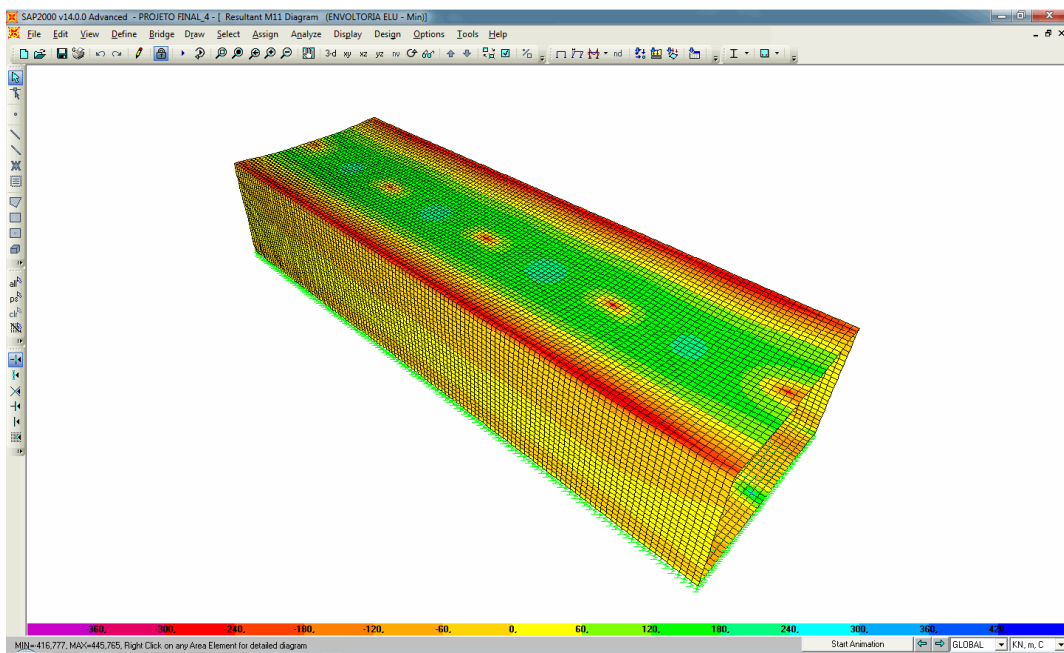


Figura 7.3 – Envoltória de momento mínimo na direção X no ELU

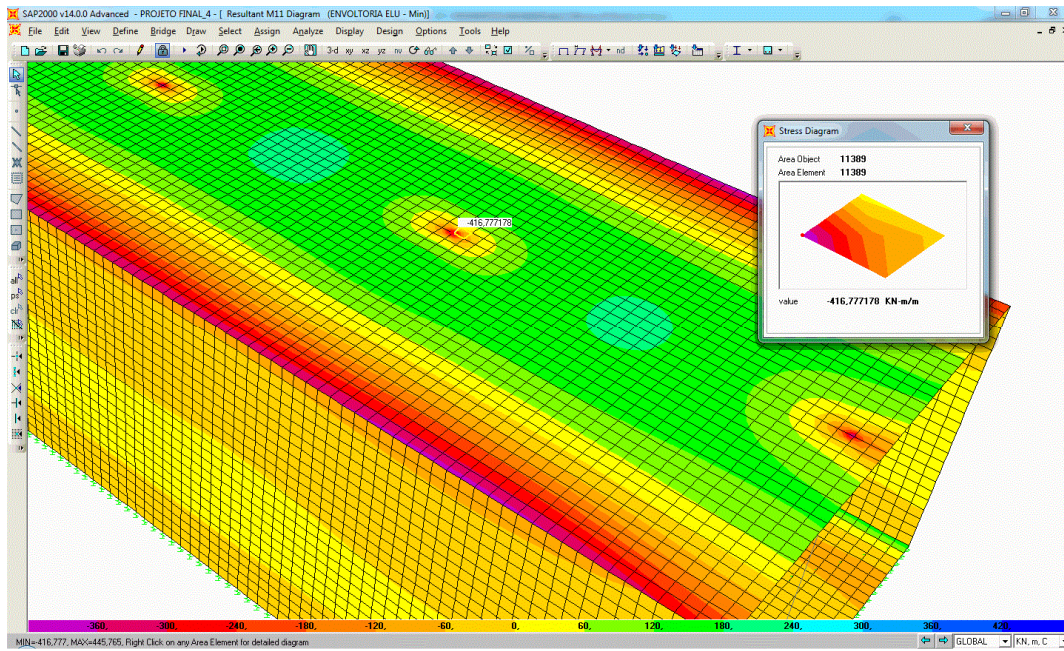


Figura 7.4 – Detalhe do momento mínimo na direção X no ELU na laje superior

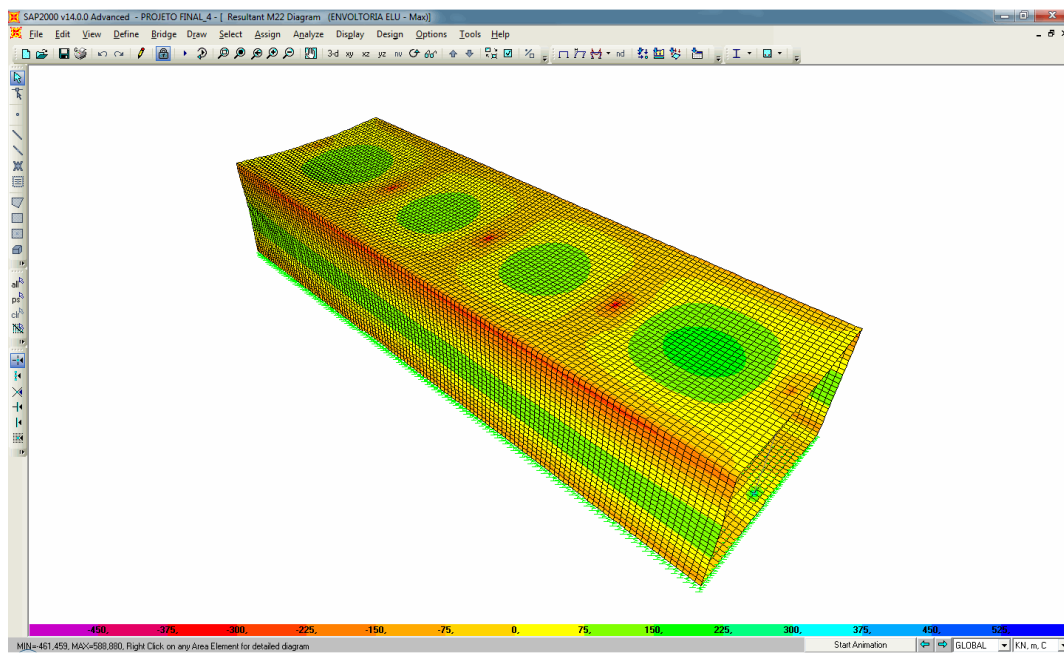


Figura 7.5 – Envoltória de momento máximo na direção Y no ELU

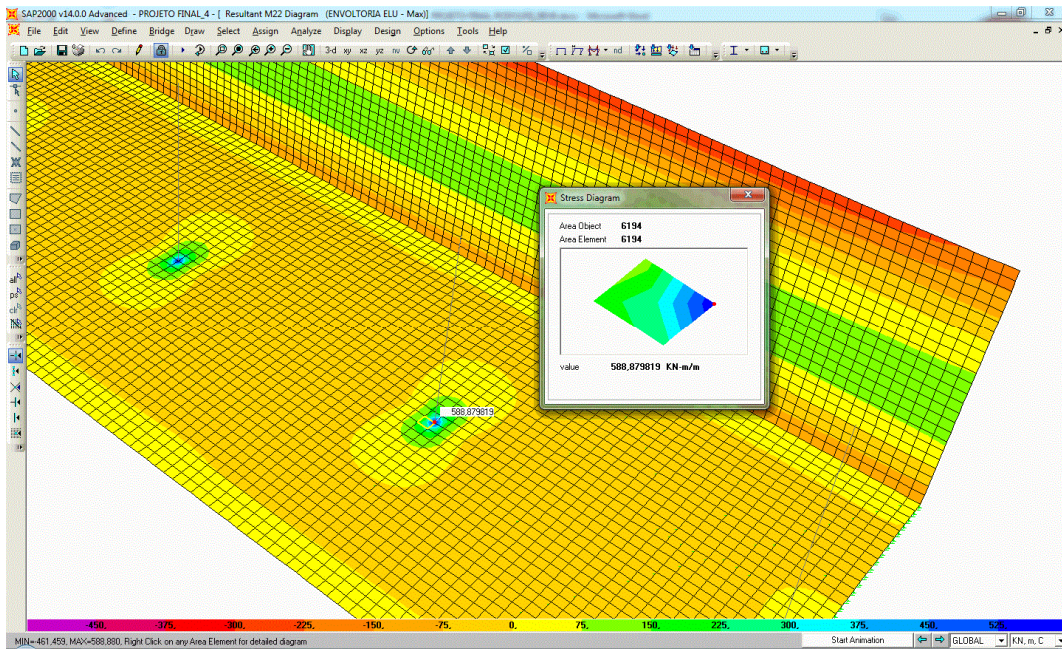


Figura 7.6 – Detalhe do momento máximo na direção Y no ELU na laje inferior

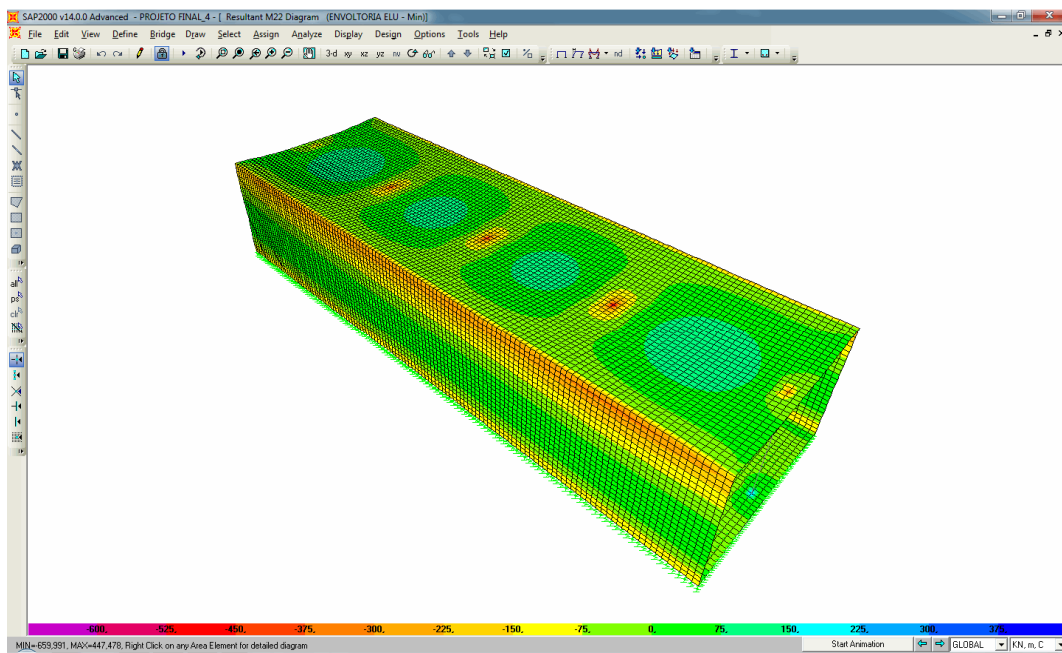


Figura 7.7 – Envoltória de momento mínimo na direção Y no ELU

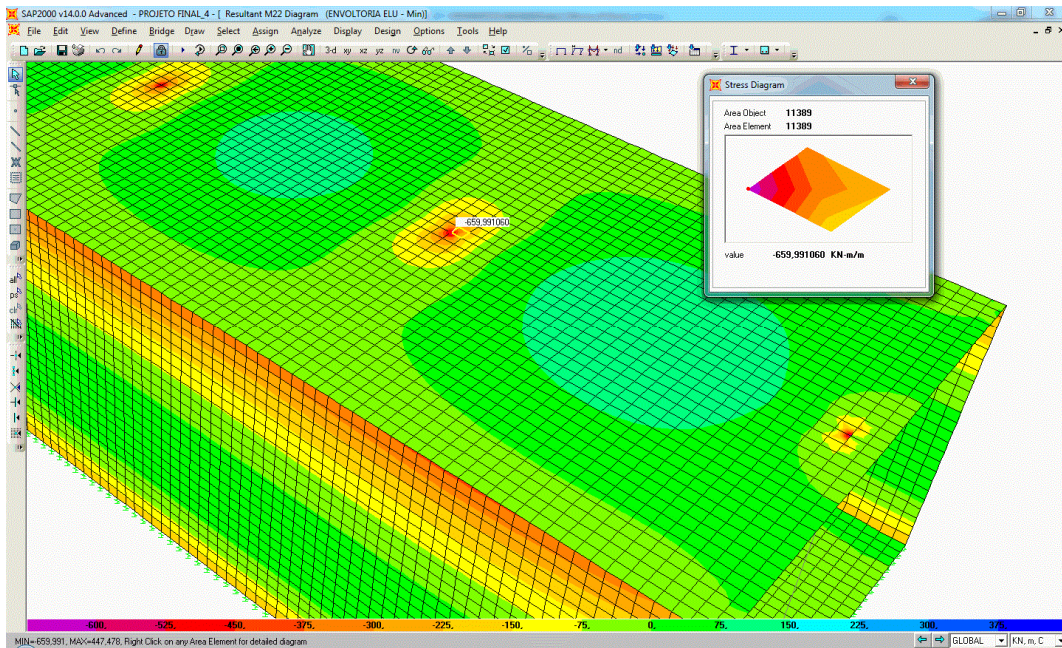


Figura 7.8 – Detalhe do momento mínimo na direção Y no ELU na laje superior

Tabela 7.1 – Resumo dos Momentos Máximos e Mínimos nos Elementos de Placa

Momento	Direção Transversal (kNm/m)	Direção Longitudinal (kNm/m)
Positivo	576,91	588,88
Negativo	-416,78	-659,99

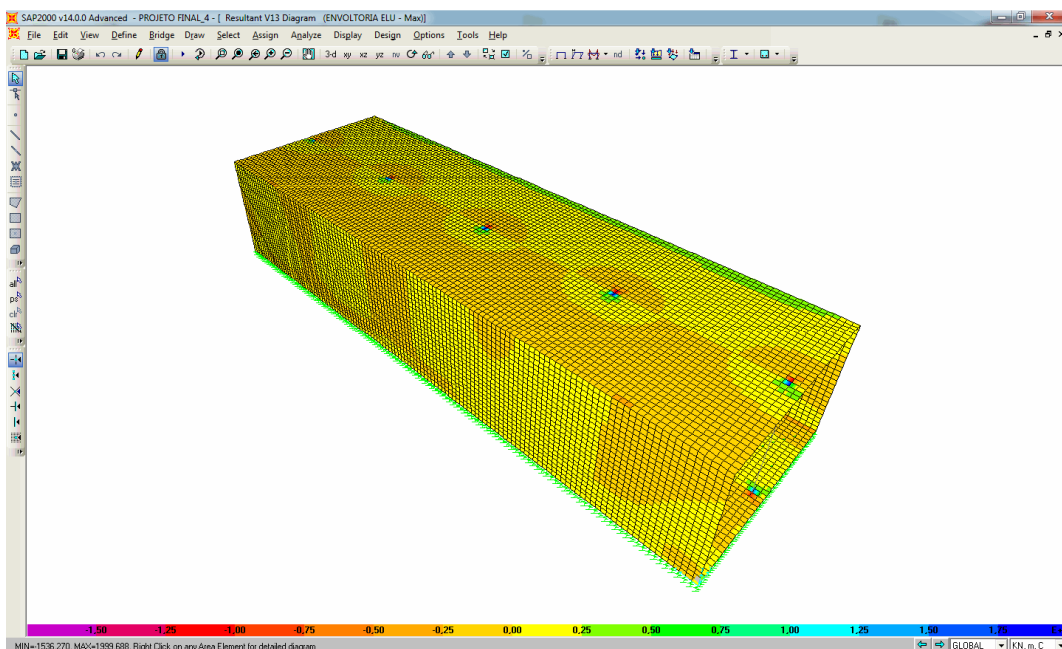


Figura 7.9 – Envoltória de esforço cortante na laje

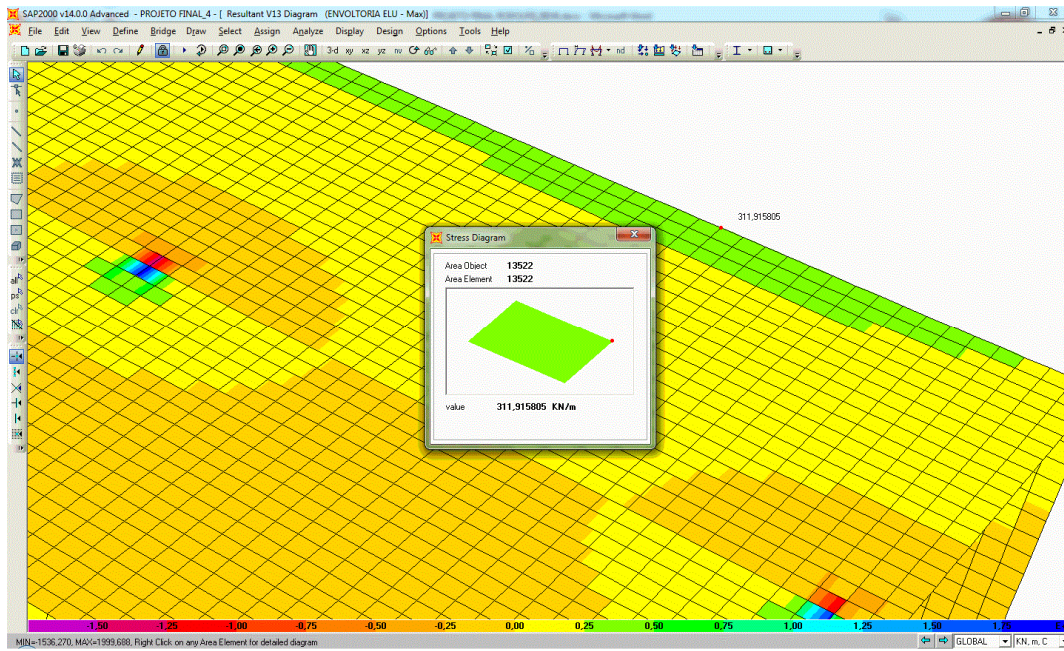


Figura 7.10 – Detalhe do esforço cortante na laje – cortante máximo = 311,91kN/m

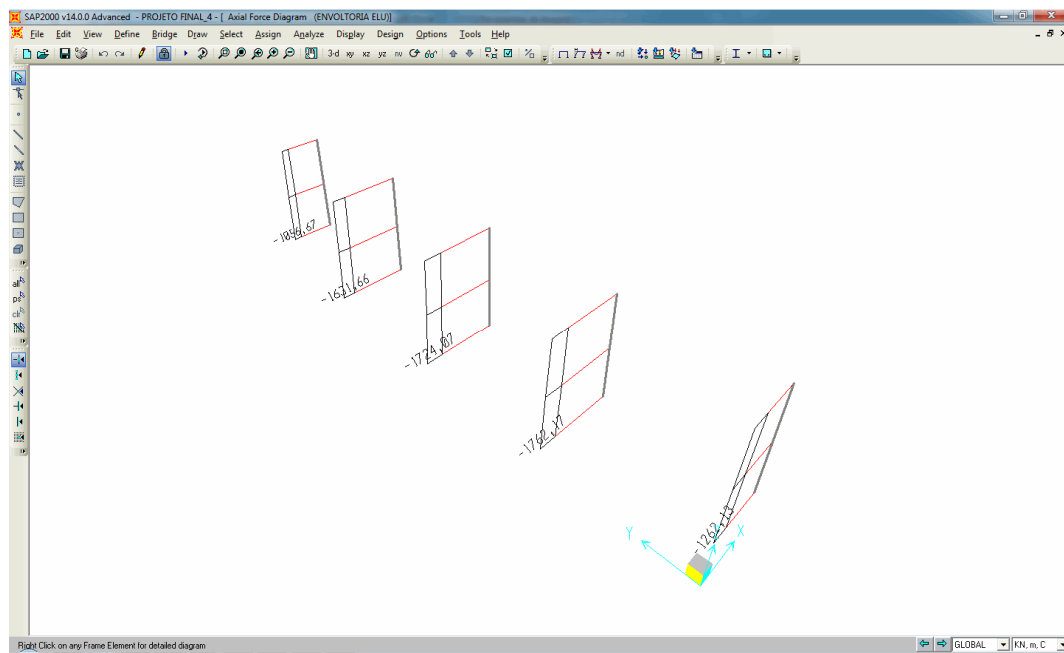


Figura 7.11 – Envoltória de esforço normal nos pilares no ELU

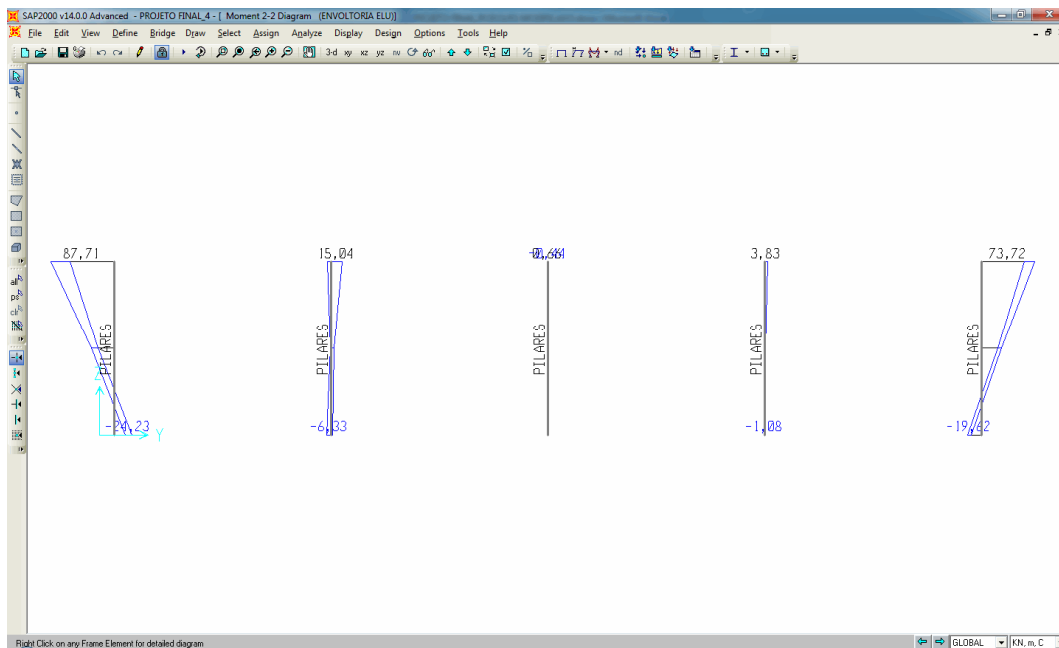


Figura 7.12 – Envoltória de momento fletor nos pilares no ELU

Tabela 7.2 – Resumo dos Esforços nos Pilares

Pilar	Esforço Normal (kN)	Momento Longitudinal (kNm)
1	-1262,13	87,71
2	-1762,17	15,04
3	-1724,07	0,66
4	-1631,66	3,83
5	-1056,67	73,72

Os momentos no sentido transversal à estrutura são da ordem de 10^{-10} kNm, por isso não são apresentados aqui e nem considerados nos cálculos.

A verificação das flechas na estrutura foi feita utilizando as combinações no ELS e é apresentada abaixo:

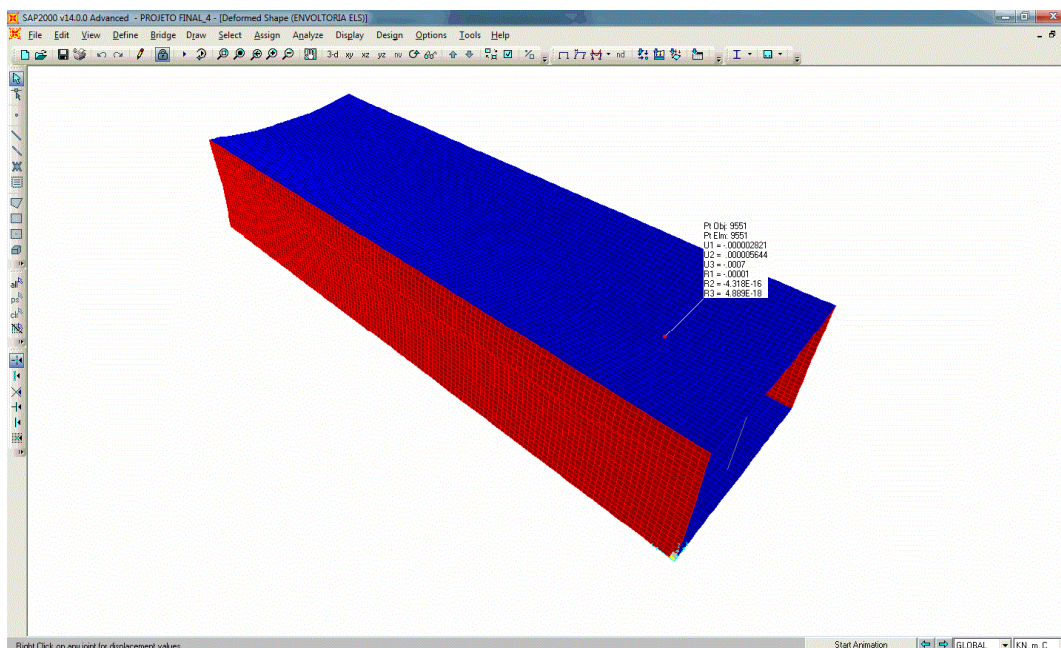


Figura 7.13 – Deslocamento da estrutura no ELS

A flecha máxima na laje superior da estrutura é de 0,7mm \ll L/350. Logo, a estrutura atende aos requisitos de deformação exigidos pela norma.

8. Dimensionamento

8.1. Dimensionamento da Laje à Flexão

O dimensionamento foi feito considerando os momentos máximos e mínimos obtidos para a direção longitudinal e direção transversal da estrutura. Além disso, para o cálculo das armaduras foi considerado uma largura colaborante de 1,00m e altura útil de 0,90m.

Tabela 8.1 – Cálculo das Armaduras nas Direções X e Y

Direção	Momento (kNm/m)	kmd	kx	kz	As/s (cm ² /m)	As/s mín (cm ² /m)
Direção X	576,91	0,025	0,037	0,985	14,97	13,87
	-416,78	0,018	0,027	0,989	10,77	20,70
Direção Y	588,88	0,025	0,038	0,985	15,28	13,87
	-659,99	0,029	0,043	0,983	17,16	20,70

Como pode-se observar, as armaduras negativas são menores que as armaduras mínimas necessárias.

8.2. Verificação da Laje ao Cisalhamento

Para os esforços cortantes na laje foi feita a verificação ao cisalhamento como mostrado abaixo:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (8.1)$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}]b_wd \quad (8.2)$$

Onde,

$$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_wd}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c}$$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$;
- para os demais casos: $k = |1,6 - d|$, não menor que $|1|$, com d em metros;

Como não temos forças de compressão na seção, $\sigma_{cp} = 0$. Os demais fatores ficam assim:

$$\rho_1 = \frac{20,70 \text{ cm}^2}{100\text{cm} \times 90\text{cm}} = 0,0023$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times 40\text{MPa}^{\frac{2}{3}}}{1,4} = 1,754\text{MPa} = 1.754 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times 1.754 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 438,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Substituindo na equação (8.2), teremos:

$$V_{Rd1} = \left[438,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1 \times (1,2 + 40 \times 0,0023) \right] 1,00\text{m} \times 0,90\text{m} = 510\text{kN}$$

$$V_{Sd} = 311,91\text{kN}$$

Logo, como $V_{Rd1} > V_{Sd}$, não é necessária armadura de cisalhamento na laje.

8.3. Verificação da Laje à Punção

A tensão resistente de compressão diagonal do concreto deve ser verificada no contorno C através da expressão abaixo:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u_0 d} \quad (8.3)$$

Onde,

u_0 é o perímetro do contorno crítico C ;

F_{Sd} é a força ou a reação concentrada, de cálculo.

A tensão resistente de cálculo é dada pela expressão abaixo:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (8.4)$$

Onde,

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$, com f_{ck} em megapascal;

$$\tau_{Sd} = \frac{1.762,17 \text{ kN}}{2 \times (1,00 \text{ m} + 0,50 \text{ m}) \times 0,90 \text{ m}} = 652,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \times (1 - 40/250) \times (40000/1,4) = 6.480 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Logo, não ocorrerá esmagamento do concreto.

O puncionamento será verificado no contorno C' , tanto para os pilares internos quanto para os pilares externos utilizando a expressão (8.3) e o perímetro crítico correspondente.

→ Para os pilares internos o perímetro crítico é mostrado na figura 8.1.

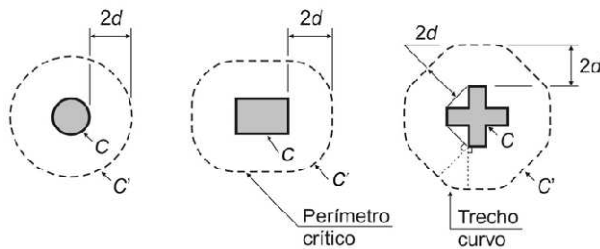


Figura 8.1 – Perímetro crítico em pilares internos

$$u = 2 \times (1,00m + 0,50m) + 2 \times \pi \times (2 \times 0,90m) = 14,30m$$

$$\tau_{sd} = \frac{1.762,17kN}{14,30m \times 0,90m} = 136,92 \frac{kN}{m^2}$$

→ Para os pilares de borda a tensão solicitante de cálculo é dada pela expressão abaixo com o perímetro crítico u^* de acordo com a figura 8.2.

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u^*d} + \frac{K_1 M_{Sd1}}{W_{p1}d} \quad (8.5)$$

Onde,

$$M_{Sd1} = (M_{Sd} - M_{Sd}^*) \geq 0;$$

W_{p1} é o módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre, calculado para o perímetro u ;

$$K_1 = C_1/C_2;$$

u^* é o perímetro crítico reduzido como mostrado na figura 8.2.

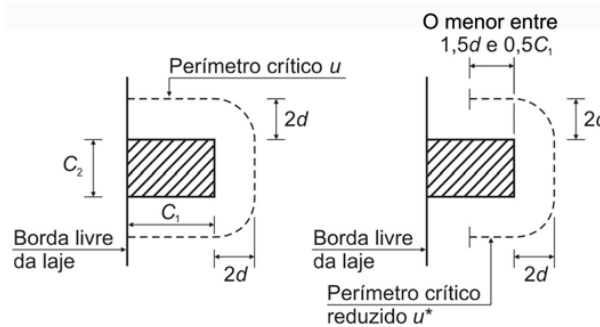


Figura 8.2 – Perímetro crítico em pilares de borda

Como os momentos nos pilares são muito pequenos sua contribuição na tensão solicitante será desprezada.

$$u^* = 0,50m + \pi \times (2 \times 0,90m) + 2 \times (0,5 \times 1,00m) = 7,15m$$

$$\tau_{sd} = \frac{1.762,17kN}{7,15m \times 0,90m} = 273,84 \frac{kN}{m^2}$$

A tensão resistente de cálculo deve ser verificada no contorno C' através da seguinte expressão:

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{20/d} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (8.6)$$

Onde,

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$$

ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

- na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de 3d para cada um dos lados;

- no caso de proximidade da borda prevalece a distância até a borda quando menor que 3d.

$$\rho_x = \rho_y = \frac{20,70 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}} = 0,00207$$

$$\rho = \sqrt{0,00207^2} = 0,00207$$

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{20/90} \right) \cdot (100 \times 0,00207 \times 40)^{1/3} = 386,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Portanto, como $\tau_{Rd1} \geq \tau_{Sd}$ não haverá ruptura por tração diagonal do concreto.

8.4. Dimensionamento dos Pilares

Para o cálculo das armaduras dos pilares foram utilizados os ábacos de interação Momento adimensional (μ) x Normal adimensional (η) para uma seção retangular simétrica com $d'/h = 0,05$ e $A_{s,\text{sup}} = A_{s,\text{inf}} = 0,5A_s$.

$$\eta = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (8.7)$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (8.8)$$

Assim, utilizando o ábaco de interação Momento x Normal, calculamos a taxa de armadura ω .

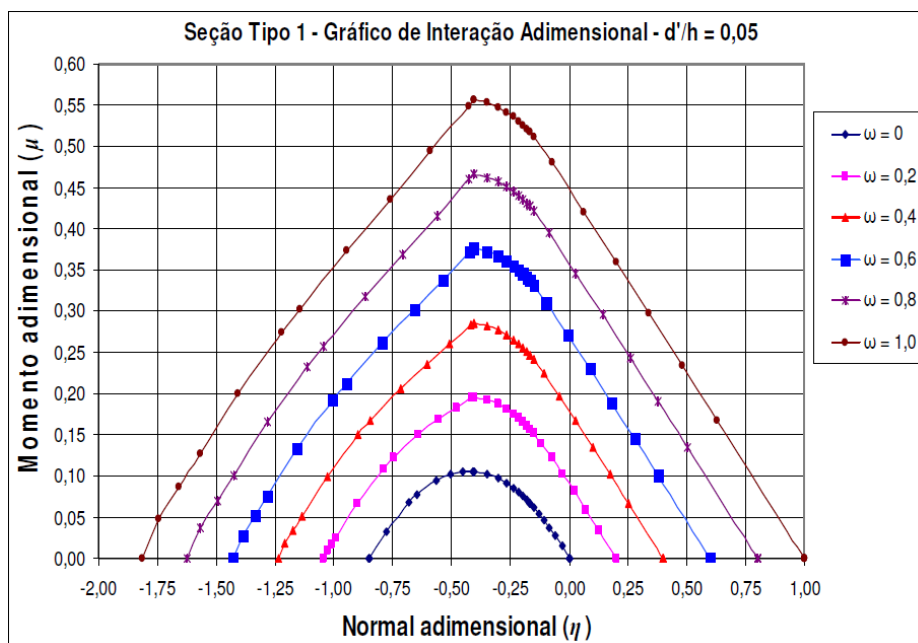


Figura 8.3 – Gráfico de interação adimensional Momento x Normal

Com o valor da taxa de armadura e através da expressão para o cálculo de ω calculamos o valor da armadura.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (8.9)$$

Logo,

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (8.10)$$

A tabela 8.2 mostra o cálculo das armaduras para os pilares da estrutura. Como os pares de esforços dos pilares estão na região segura do ábaco, teremos $\omega=0$. Assim será adotada área de aço mínima.

Tabela 8.2 – Cálculo das Armaduras dos Pilares

Pilar	Normal (kN)	Momento (kNm)	η	μ	ω	A_s (cm ²)	A_s mín (cm ²)
1	-1.262,13	87,71	-0,088	0,006	0,00	0,00	20,00
2	-1.762,17	15,04	-0,123	0,001	0,00	0,00	20,00
3	-1.724,07	0,66	-0,121	0,000	0,00	0,00	20,00
4	-1.631,66	3,83	-0,114	0,000	0,00	0,00	20,00
5	-1.056,67	73,72	-0,074	0,005	0,00	0,00	20,00

8.5. Detalhamento das Armaduras

Abaixo será apresentado o detalhamento das armaduras principais da estrutura.

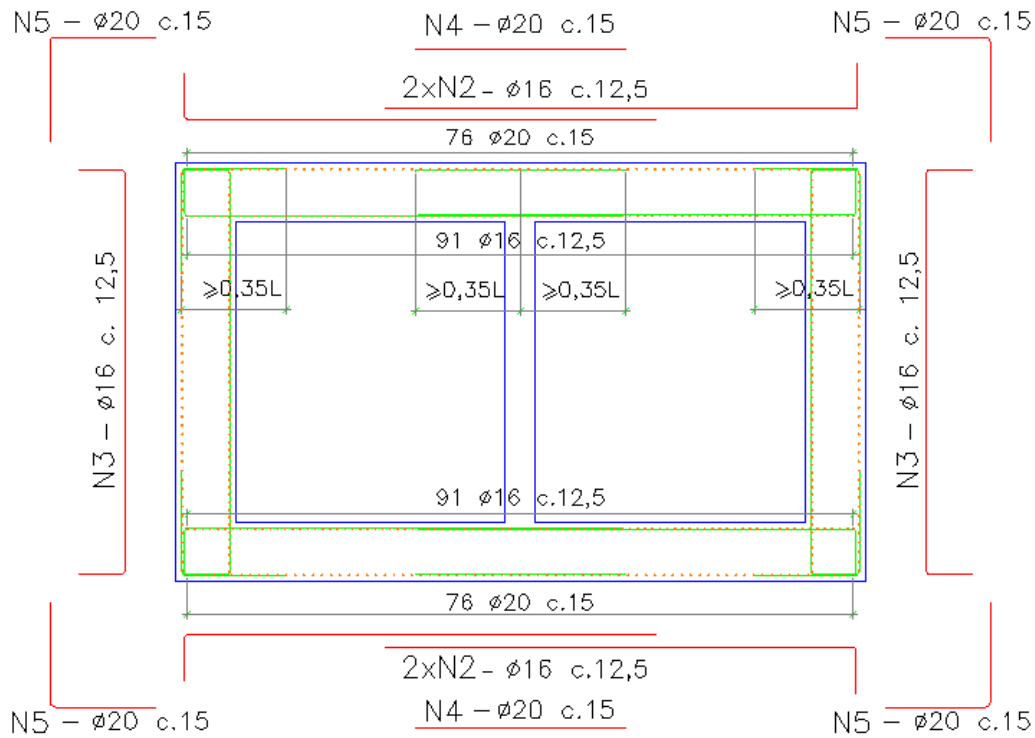


Figura 8.4 – Esquema das armaduras nas seções com pilar central

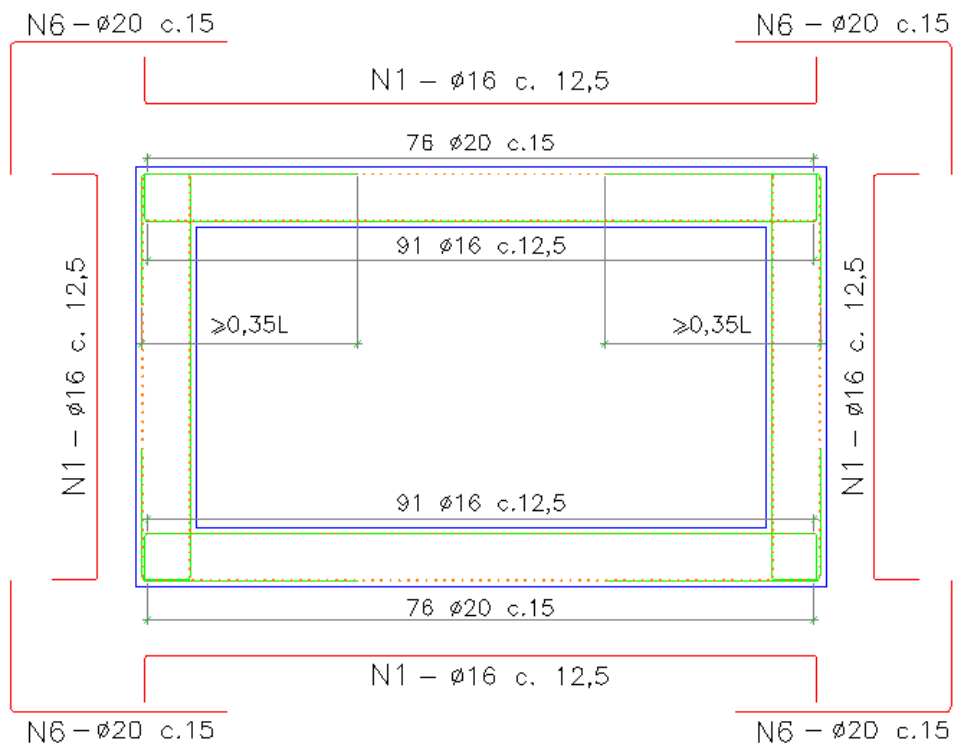


Figura 8.5 – Esquema das armaduras nas seções sem pilar central

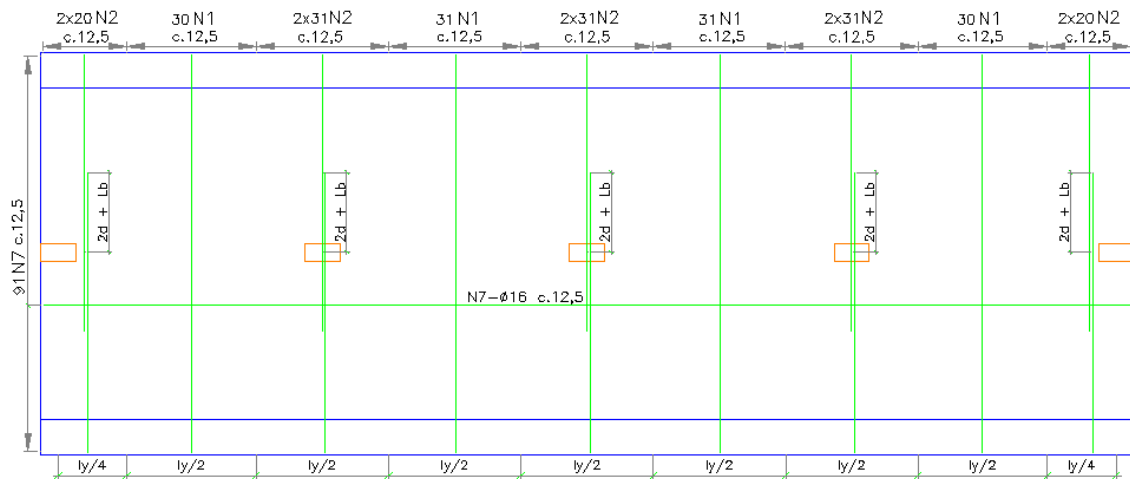


Figura 8.6 – Esquema das armaduras inferiores em planta

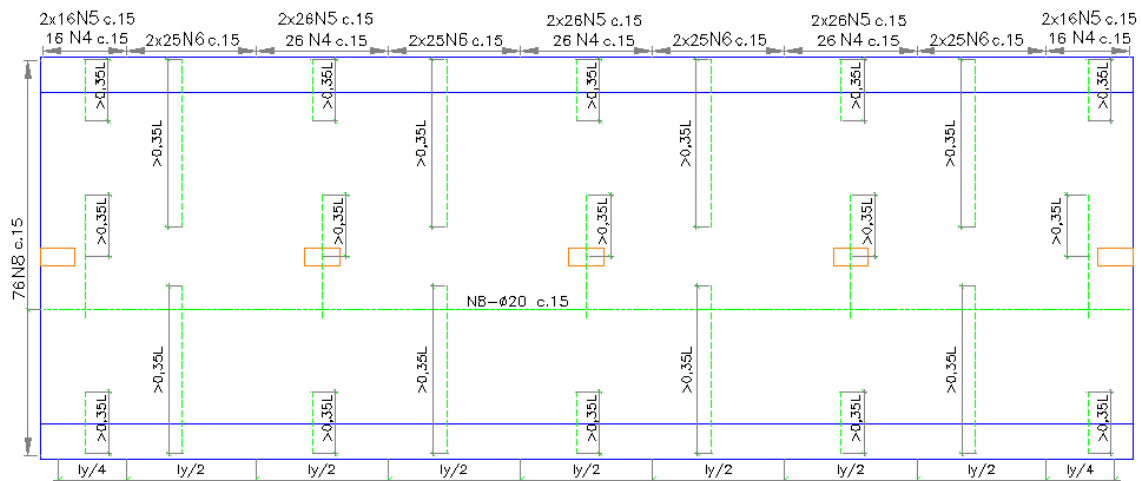


Figura 8.7 – Esquema das armaduras superiores em planta

Para facilitar o projeto e a favor da segurança as armaduras foram calculadas para os esforços máximos e foram adotadas iguais na laje superior e inferior.

Para os pilares deve-se dispor 50% da armadura em cada face perpendicular ao eixo de flexão como esquematizado na figura 8.8.

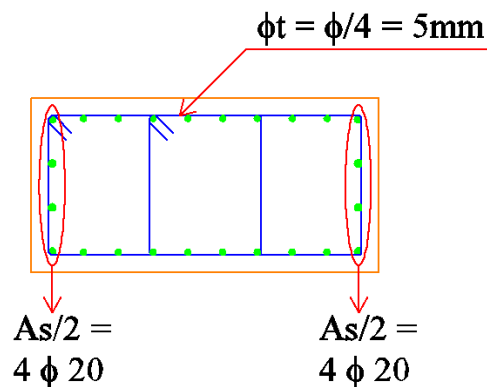


Figura 8.8 – Esquema das armaduras dos pilares

9. Conclusão

Podemos concluir que a estrutura atende aos requisitos de segurança das normas brasileiras.

Pode-se verificar que as dimensões da estrutura poderiam ser reduzidas devido à folga no dimensionamento, entretanto é necessário que se tenha uma estrutura pesada para combater o efeito da subpressão.

Para que a construção deste tipo seja possível é necessária uma estrutura com grandes espessuras de laje e paredes, que resultam em um grande volume de concreto tornando a estrutura pesada. Além disso, é necessário que durante a construção seja previsto o rebaixamento do lençol para que possa ser executada a estrutura.

Este tipo de solução é muito interessante para estruturas metroviárias. Entretanto, em locais onde o nível do lençol freático se encontra próximo à superfície, esse processo construtivo torna-se demorado e caro.

Como sugestão para trabalhos futuros, poderia ser feita a análise da estrutura levando em conta as reais características do terreno, diferente do suposto no item 4.3.2.

Referências Bibliográficas

- [1] **LONGO, H. I.**, *Lajes Cogumelo*, Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- [2] **LONGO, H. I.**, *Dimensionamento de Lajes ao Puncionamento*, Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- [3] **SANTOS, S. H. C.**, *Concreto Armado III*, Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.
- [4] **COMPUTERS and STRUCTURES, Inc.**, *SAP2000 Advanced 14.0.0*, California, USA, 1995.
- [5] Disponível em: < <http://memoria722.blogspot.com> >
- [6] Disponível em: < <http://www.skyscrapercity.com> >

Normas Técnicas:

- [7] ABNT NBR 6118:2003 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado
- [8] ABNT NBR 6122:1996 – Projeto e Execução de Fundações
- [9] ABNT NBR 7187:2003 – Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido
- [10] ABNT NBR 7188:1982 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre
- [11] ABNT NBR 7189:1985 – Cargas Móveis para Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias
- [12] ABNT NBR 8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas