

TANQUE DE FISIOTERAPIA

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES

Data	Agosto 2019
Localização	Ovar, Portugal
Código	1062 – EST – EXE – MD – 01 – R00
Cliente	SANTA CASA DA MISERICÓRDIA DE OVAR
Fase	Execução



MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA
TANQUE DE FISOTERAPIA
PROJETO DE EXECUÇÃO

HISTÓRICO DO DOCUMENTO

Revisão	Data	Descrição da Alteração	Elaborado:	Aprovado:
R00	14/08/2019		CP PP	HM



ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO	6
2 CONSIDERAÇÕES GERAIS	6
2.1 CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS	6
2.2 Estruturais e Regulamentares.....	6
2.3 Segurança	7
2.4 SUPERESTRUTURA.....	8
3 DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA.....	8
4 MATERIAIS	9
5 BASES DE CÁLCULO E REGULAMENTAÇÃO.....	11
6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	11
6.1 Estados Limites Últimos	12
6.1.1 Resistência de elementos à encurvadura	13
6.1.2 Resistência a flexão simples, composta e desviada	14
6.1.3 Resistência ao esforço transversal	15
6.1.4 Resistência ao punção	15
6.2 Estados Limites de Utilização.....	16
7 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES.....	20
7.1 Pavimentos do rés-do-chão	21
7.2 Piscina.....	22
7.3 Muros	23
7.4 Cobertura.....	24
7.5 Vento.....	25
7.5.1.1 Avaliação da Ação.....	25
7.5.1.2 Velocidade do Vento e coeficiente de pressão dinâmica de pico	26



7.5.1.3	Determinação dos coeficientes de pressão exterior	27
7.5.1.4	Coeficientes de pressão em edifícios	28
7.5.1.5	Coeficientes de pressão para coberturas planas	30
7.5.1.6	Efeitos de vento por fricção	31
7.5.2	Ação do vento segundo EN 1991-4	32
7.5.3	Ação Do Sismo.....	33
7.6	ESTRUTURA.....	34
8	OMISSÕES	35
9	COLABORAÇÃO NO PROJETO.....	35
10	ANEXOS de cálculo.....	36
10.1	Fundações.....	36
10.2	Vigas	39
10.3	Lajes.....	45
10.3.1	Cobertura.....	45
10.3.1.1	Esforços ULS	45
10.3.1.2	Deformada	51
10.3.1.3	Esforços SLS – Quase-Permanente	51
10.4	Pilares	57
10.4.1	Secção [15X75]	57
10.4.2	Secção [15X100]	78
10.4.3	Secção[15X135]	86
10.5	Muros	95
10.5.1	ESforços ULS.....	95
10.5.1.1	Esforço Axial	95
10.5.1.2	Tensões Normais	97
10.5.1.3	Momentos Fletores	98
10.5.1.4	Esforço Transverso	101





1 INTRODUÇÃO

O presente documento constitui a memória descritiva e justificativa que suporta a fase de Execução referente ao Projeto de Estruturas e Fundações da Piscina de Ovar.

Nesta memória são descritos os Elementos Base que serviram de suporte ao projeto de estruturas e fundações, bem como os principais condicionamentos encontrados.

É feita uma descrição geral das Fundações e Estruturas, incluindo a descrição dos principais materiais previstos na execução da obra.

As normas regulamentares em que se baseia o presente estudo e a verificação das condições de segurança são também referidas.

Neste documento são ainda resumidas as ações relevantes consideradas no estudo, bem como os critérios de Verificação de Segurança e Dimensionamento.

Esta memória é complementada pelas Peças Desenhadas.

2 CONSIDERAÇÕES GERAIS

2.1 CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

Na ausência de uma campanha de prospecção foi considerada uma tensão admissível no solo de 150 kPa para o cálculo das fundações directas.

No entanto aquando da realização da escavação e abertura dos caboucos este pressuposto deverá ser confirmado.

2.2 Estruturais e Regulamentares

Neste estudo foram efetuados cálculos de verificação das secções propostas utilizando métodos correntes da "Resistência dos Materiais" e da "Mecânica dos Solos".

Recorreu-se também à experiência anterior deste gabinete no dimensionamento deste tipo de obras, através da comparação com soluções anteriores de configuração semelhante.

Os estudos efetuados tiveram em devida consideração as prescrições regulamentares portuguesas e internacionais em vigor, nomeadamente:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.);



- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado;
- NP EN 206-1: “Especificação, desempenho, produção e conformidade”;
- NP EN 1992-1-1:2010 “Eurocódigo 2: Projecto de estruturas e betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. CEN;
- NP EN 1997-1:2010 “Eurocódigo 7: Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais”. CEN;
- NP EN 1998-1:2010 “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. CEN;
- NP EN 1998-5:2010 “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos”. CEN;
- Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports (1993), Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil. Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux. Fascicule nº. 62, titre V, 1993. Textes Officiels, nº 93-3, 182 p.;
- Recommandations T.A. 95 – Comité Français de la Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations;
- Normas do LNEC aplicáveis que aqui se dão por reproduzidas.

2.3 Segurança

Alerta-se para a necessidade de uma observação permanente e atenta das condições de escoamento das águas e de eventuais indícios de evolução dos fenómenos de destabilização durante a execução dos trabalhos.

Todas as intervenções possuem um risco associado às condições meteorológicas, passíveis de ocorrerem nos períodos da execução da obra, que poderão dificultar os trabalhos a serem empreendidos assim como aumentar a perigosidade da intervenção e potenciar novas situações de instabilidade. As operações previstas deverão ser devidamente faseadas, enquadradas e compatibilizadas no tempo e no espaço.

Recomenda-se que seja tomado o máximo cuidado na gestão da circulação de pessoas e equipamentos nos locais sobrejacentes aos muros e contenções a executar, nomeadamente sob condições climatéricas mais adversas. Quaisquer trabalhos de escavação ou movimentos de terras



que possam potenciar ou incrementar fenómenos de instabilidade devem ser suspensos sob condições climáticas mais adversas.

Previamente ao início dos trabalhos deverão ser contempladas as medidas necessárias para que os mesmos decorram em condições de segurança e saúde para todos os intervenientes.

Devido à natureza dos locais onde decorrerão os trabalhos, todas as operações deverão ser particularmente avaliadas, de forma a seleccionar os dispositivos de proteção e os equipamentos de trabalho que garantam melhores níveis de proteção, dando prioridade às medidas de proteção coletiva, sem detrimento das medidas de proteção individual.

A Entidade Executante deverá avaliar os riscos associados à execução da obra e definir as medidas de prevenção adequadas. Deverão ser previstas medidas de contingência para o caso de surgirem problemas de instabilidade que possam colocar em risco o local da obra e as infraestruturas associadas.

2.4 SUPERESTRUTURA

Apos a execução das fundações e muros será possível realizar os pilares e paredes que suportam as lajes e a cobertura.

A grelha de vigas deverá ser alvo de especial cuidado na implementação da contraflecha proposta além dos cuidados inerentes ao betão a vista e tempos de descimbramento.

3 DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA

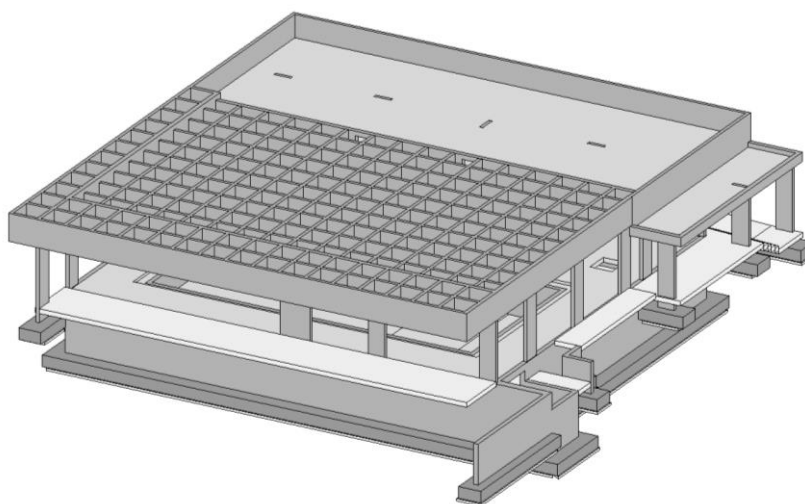


Figura 1 – Esquema estrutural



A cobertura acessível para instalação de equipamentos será executada em laje maciça enquanto a parte não acessível será formada por grelha de vigas de betão armado.

Ao nível da cave as paredes dos tanques serão em betão armado bem como os restantes muros e lajes.

Os pilares têm secção rectangular constante em altura.

As lajes térreas são betonadas contra o terreno após boa compactação deste e são compostas por uma camada de brita, uma camada de Tout-venant e uma laje de betão.

4 MATERIAIS

Todos os materiais utilizados na obra serão da melhor qualidade, adequados aos fins em vista, obedecendo às características mínimas exigidas pela regulamentação portuguesa em vigor e sujeitando-se ainda a sua aplicação a resultados de ensaios obtidos em laboratórios oficiais.

Todos os produtos destinados a ser permanentemente incorporados numa obra de construção, incluindo as obras de construção civil e de engenharia civil devem estar aptos ao uso a que se destinam. Este conceito é veiculado pela Diretiva de Produtos da Construção da UE. A DPC estabelece que, para serem colocados no mercado, os produtos de construção abrangidos necessitam de ter marcação CE com sistema de atestação cumprindo os requisitos do mandato da DPC.

O betão será da classe C35/45 em todos os elementos estruturais enterrados. Será utilizado betão da classe C16/20 para betões de limpeza e regularização e ainda betão leve para enchimento.

O aço usado nas peças de betão armado será da classe A500NR.

Com vista à obtenção de um betão durável foram observados os valores mínimos de recobrimento de armaduras e classe de resistência de acordo com a exposição ambiental do elemento estipulados pelo Eurocódigo 2 e NP EN 206. O valor mínimo de recobrimento deve assegurar a transmissão eficaz das forças de aderência, uma resistência ao fogo adequada e a proteção da armadura contra a corrosão.

Os recobrimentos a garantir para as armaduras em todos os elementos enterrados ou expostos ao ambiente exterior serão adequados ao meio com o qual estará permanentemente em contacto e particular atenção devida ser dispensada aos elementos de betão à vista, no que respeita ao



cumprimento e garantia dos recobrimentos especificados. Será tida em conta como referência a especificação LNEC E469-2006 – Espaçadores para armaduras de Betão Armado.

O aço a utilizar em elementos metálicos será da classe S275 JR. Todos os elementos deverão ser devidamente protegidos contra a corrosão. Quanto à soldadura que efetuará as diversas ligações entre perfis metálicos, terá de ter resistência equivalente ao do aço dos perfis que está a ligar.

O quadro seguinte resume os betões a utilizar nos elementos, indicando os recobrimentos bem como as classes de exposição, e as classes de aço consideradas para os diferentes elementos:

QUADRO DE MATERIAIS - BETÃO LEVE		
elemento	massa volúmica (kg/m ³)	classe
betão leve no enchimento de pavimentos (até 8cm)	1200	D1,2
betão leve no enchimento de pavimentos (acima de 8cm)	1200 (min 4 cm) + 275 (+-15%) no restante enchimento	-

QUADRO DE MATERIAIS - AÇO		
A execução das estruturas metálicas deve estar de acordo com a classe de execução EXC2 da norma EN 1090-2:2010.		
elemento	classe	norma
armaduras passivas	A500 NR	REBAP / E450 NP EN 1992-1-1
perfis metálicos laminados a quente e chapas	S275 JR	NP EN 1993-1-1
parafusos em ligações correntes	8.8	NP EN 1993-1-8
porcas e anilhas	-	NP EN 1993-1-8

QUADRO DE MATERIAIS - BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1 e na NP ENV 13670-1							
Tempo de vida útil da obra: 50 anos							
Classe de inspeção: 2							
elemento	classe betão	recobrimento (mm)		classe exposição	classe cloretos	Dmáx (mm)	Con-sist.
Betão de limpeza e regularização	C16/20	-	-	X0 (P)	CI 1,00	-	-
Piso térreo	C35/45	60	-	XD2 (P)	CI 0,20	20	S3
Pilares e Paredes	C35/45	50	-	XD2 (P)	CI 0,20	20	S3
Lajes	C35/45	50	-	XD2 (P)	CI 0,20	20	S3
Vigas	C35/45	45	-	XD1 (P)	CI 0,20	20	S3
Lajes aligeiradas de vigotas	C35/45	50	-	XD2 (P)	CI 0,20	20	S3
Muros e Paredes em contacto com o solo	C35/45	50	-	XD2 (P)	CI 0,20	20	S3
Sapatas, Fustes e Lintéis	C35/45	50	-	XD2 (P)	CI 0,20	20	S3



Tabela 1 - Características do Betão e Aço dos diferentes elementos estruturais

5 BASES DE CÁLCULO E REGULAMENTAÇÃO

Na análise e dimensionamento da estrutura adotaram-se os critérios de verificação de segurança aos Estados Limites Últimos e de Utilização preconizados na regulamentação portuguesa de estruturas e outras:

- NP EN 1990: 2009 “Eurocódigo 0 – Bases para projecto estruturas”
- NP EN 1991-1-1: 2009 “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-1 – Acções gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”
- NP EN 1991-1-4: 2010 “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-4 – Acções gerais, Acções do vento”
- NP EN 1991-1-5: 2009 “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-5 – Acções gerais, Acções térmicas”
- NP EN 1991-3: 2006 “Eurocode 1 – Actions on structures – Parte 3 – Actions induced by cranes and machinery”
- NP EN 1992-1-1: 2010 “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – parte 1-1 – Regras gerais e regras para edifícios”
- NP EN 1993-1-1 2010 – “Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”
- NP EN 1997-1: 2010 “Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico – parte 1 – Regras gerais”
- NP EN 1998 - 1: 2010 “Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1 – Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”
- NP EN 1998 - 5: 2010 “Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos
- Normas Portuguesas NP EN 206-1:2007 e NP EN 13670:2011

6 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

De acordo com a regulamentação portuguesa, a verificação da segurança foi realizada com base na teoria dos Estados Limites.



Foram considerados os Estados Limites Últimos a os Estados Limites de Utilização que a seguir se descrevem.

6.1 Estados Limites Últimos

A segurança em relação aos Estados Limites Últimos foi feita, em geral, em termos de esforços com base na condição.

$$Ed \leq Rd$$

em que Ed e Rd designam respetivamente os valores de dimensionamento do esforço atuante e do esforço resistente.

Foram consideradas, para os Estados Limites Últimos, as seguintes combinações fundamentais:

$$Ed = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} G_{ik} + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} Q_{jk} \right]$$

em que:

G_{ik} - esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores característicos

Q_{1k} - esforço resultante da "ação variável base" tomada com o seu valor característico

Q_{jk} - esforços resultantes das restantes ações variáveis, tomadas com os seus valores característicos.

Os coeficientes de segurança γ_{gi} e γ_q , respetivamente para ações permanentes e variáveis, serão os seguintes:

peso próprio da estrutura $\gamma_g=1.35$ ou 0.9 , (conforme mais desfavorável)

restantes cargas permanentes $\gamma_g=1.35$ ou 1.0

ações variáveis $\gamma_q=1.5$

Os coeficientes de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 considerados no dimensionamento, de acordo com o EC0, são os constantes do quadro seguinte:

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga Categoria E	1.0	0.9	0.8
Sobrecarga Categoria H (coberturas)	0	0	0



Ação do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Temperatura (exceto incêndio) em edifícios	0.6	0.5	0

Tabela 2 - Coeficientes de Combinação ψ_0 , ψ_1 e ψ_2

A estabilidade de cada elemento foi verificada tendo em consideração os esforços atuantes nas secções extremas dos elementos, obtidos através de uma análise global da estrutura, incluindo os efeitos de segunda ordem e as imperfeições globais, tendo-se utilizado os comprimentos de encurvadura iguais aos comprimentos reais dos elementos ou entre pontos travados lateralmente.

A avaliação da necessidade de consideração dos efeitos globais de segunda ordem, foi realizada à luz das disposições do anexo H da NP EN 1992-1-1 (EC2), o qual indica claramente que os efeitos de 2ª ordem globais em estruturas com deformações significativas de esforço transversal (estruturas porticadas) podem ser desprezados se se verificar a condição H.6:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}}$$

Ou seja, todas as estruturas foram concebidas de modo a garantir que todos os modos de instabilidade global apresentem um fator crítico $\alpha = F_{cr}/F_{Ed}$ superior a 10, por forma a reduzir a suscetibilidade das estruturas aos fenómenos de instabilidade globais.

Sempre que a condição traduzida pela expressão H.6, não for possível de cumprir, terá de se garantir $\alpha = F_{cr}/F_{Ed}$ superior a 3 e terá que se considerar os efeitos de segunda ordem na determinação dos esforços globais, analisando a estrutura para forças horizontais fictícias determinadas pela expressão H.7 do EC2:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}}$$

6.1.1 RESISTÊNCIA DE ELEMENTOS À ENCURVADURA

A resistência à encurvadura de elementos metálicos à flexão composta com compressão foi efetuada garantindo as seguintes condições presentes na EN1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$



$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1.0$$

em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;

$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro de acordo com 6.2.9.3 para as secções da Classe 4;

χ_y e χ_z coeficientes devido à encurvadura por flexão, conforme 6.3.1;

χ_{LT} coeficiente de redução devido à encurvadura lateral, conforme 6.3.2;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} fatores de interação (Anexo A);

6.1.2 RESISTÊNCIA A FLEXÃO SIMPLES, COMPOSTA E DESVIADA

A verificação da segurança em relação ao estado limite último de resistência à flexão foi efetuada barra a barra, comparando os valores das extensões que resultam da aplicação dos esforços atuantes com os valores extremos admissíveis definidos no REBAP/EC2.

Os vários elementos constituintes (lajes, paredes, vigas) foram dimensionados de modo a resistirem aos esforços máximos em cada secção e apresentam, quando solicitados pelas ações combinadas para Estados Limites Últimos, esforços resistentes superiores aos atuantes.

Foi considerada uma redistribuição do momento-fletor negativo de 15%, dum modo geral para as vigas e 10% para as lajes, tendo sempre sido verificada a capacidade de rotação das secções.

Importa referir que o cálculo de armaduras não é efetuado para os máximos locais dos esforços que resultam da análise dos mapas e diagramas retirados do programa de cálculo. É feita uma apreciação da área resistente e o dimensionamento é calculado tendo em conta o integral do esforço nessa área. A base desta decisão assenta no facto de os modelos não simularem corretamente as zonas de apoio, dando origem a picos de esforço que não representam a realidade do funcionamento da estrutura localmente.



Os vários elementos constituintes (lajes, paredes, vigas) foram dimensionados de modo a resistirem aos esforços máximos em cada secção e apresentam, quando solicitados pelas ações combinadas para Estados Limites Últimos, esforços resistentes superiores aos atuantes.

Para verificar a resistência à flexão, foram seguidos os seguintes cálculos:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}}$$

em que

M_{sd} = momento atuante que se pretende igual ou inferior ao resistente

f_{cd} = tensão máxima no betão

b = largura da viga (toma-se 1m para análise de uma fatia unitária de uma laje)

d = distância da fibra mais comprimida ao centro de gravidade da armadura

6.1.3 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

Para o cálculo ao esforço transversal, utilizou-se o método das bielas de inclinação variável. Verificou-se a tensão de esmagamento nas bielas comprimidas verificando o valor de V_{cd} e calculou-se a armadura necessária através de V_{wd} . Para tal igualou-se o valor do esforço transversal atuante, considerando, quando necessário, o valor de V_{sd} a uma distância d da face do apoio – efeito de apoio direto.

Para o cálculo da resistência ao corte em lajes foi utilizado o valor de V_{rd} , preconizado para elementos sem armadura de esforço transversal.

6.1.4 RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO

O valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento, V_{Rd} , no caso de não existirem armaduras específicas para resistir a este esforço, é dado por:

$$V_{Rd} = v_{Rd} u, \text{ em que } v_{Rd} = \eta \tau_1 d$$

sendo:

v_{Rd} – valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento;

u – perímetro do contorno crítico de punçoamento, definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada a uma distância não inferior a $d/2$ e cujo perímetro é mínimo;



h – coeficiente cujo valor é dado por $1,6 - d$, com d expresso em metros, e que não deve ser tomado inferior à unidade;

τ_1 – tensão cujo valor é indicado no quadro VI do REBAP

No caso da existência de armaduras específicas de punçoamento – que deverão respeitar as disposições construtivas indicadas no artigo 110.º –, o valor de cálculo do esforço resistente poderá considerar-se igual a quatro terços da componente, normal ao plano da laje, da força resistente de cálculo da armadura. Em caso algum porém o valor do esforço resistente assim obtido poderá exceder 1,6 vezes o valor de VR_d .

A verificação da segurança ao punçoamento consistirá em satisfazer, ao longo do contorno crítico, a condição $vR_d > vS_d$, em que vS_d – valor de cálculo do esforço atuante de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico – deve ser determinado atendendo às indicações que se seguem.

6.2 Estados Limites de Utilização

Em relação aos Estados Limites de Utilização consideraram-se em particular os seguintes estados:

- estado limite de verificação da tensão máxima de compressão do betão
- estado limite de fendilhação
- estado limite de deformação

O estado limite de deformação foi verificado explicitamente por via de cálculo para todos os elementos, impondo-se ao valor das flechas os limites especificados na regulamentação adotada.

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

$\delta_{\max}$ é a flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios;

δ_0 é a contra-flecha da viga no estado não carregado, (estado (0));

δ_1 é a variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação, (estado (1));

δ_2 é a variação da flecha da viga devida à ação variável de base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis (estado (2)), ou seja:

$$Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

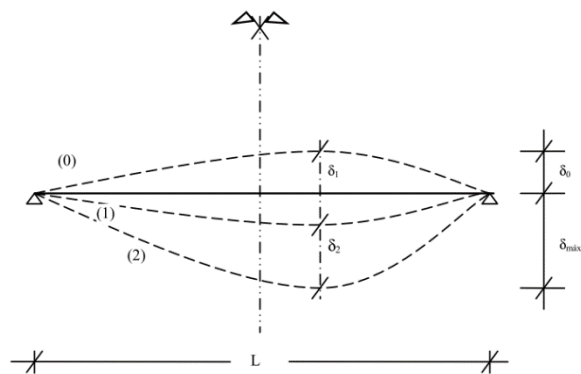


Figura 2 – Deslocamentos verticais a considerar

Condições	Limites (ver a Figura NA.I)	
	δ_{max}	δ_2
Coberturas em geral	$L/200$	$L/250$
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	$L/250$	$L/300$
Pavimentos em geral	$L/250$	$L/300$
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	$L/250$	$L/350$
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	$L/400$	$L/500$
Quando δ_{max} possa afectar o aspecto do edifício	$L/250$	-
<i>NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.</i>		

Tabela 3 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais

No que diz respeito ao controlo dos deslocamentos horizontais seguiram-se as indicações e limites impostos na regulamentação adotada, tal como indicado nas imagens seguintes:



(7) Os deslocamentos horizontais são representados esquematicamente na Figura A1.2.

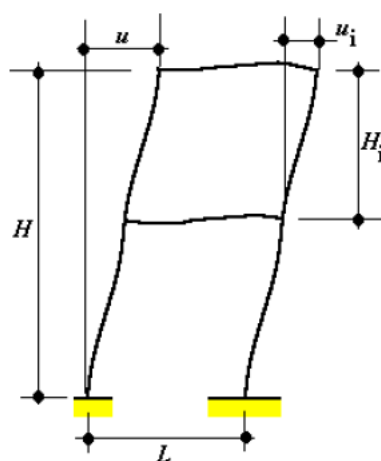


Figura A1.2 – Definição dos deslocamentos horizontais

em que:

- u deslocamento horizontal global à altura H do edifício;
- u_i deslocamento horizontal à altura H_i de um piso.

m) NA-7.2.2(1)B

No caso de não serem acordados outros valores com o dono de obra, os limites recomendados para os deslocamentos horizontais no topo das colunas para as combinações características são os seguintes:

- Pórticos sem aparelhos de elevação: $h/150$
- Outros edifícios de um só piso: $h/300$
- Em edifícios de vários pisos:

Em cada piso: $h/300$

Na estrutura globalmente $h_0/500$

em que:

- h altura da coluna ou do piso;
- h_0 altura da estrutura.

Figura 3 – Deslocamentos horizontais a considerar

Em geral o estado limite de fendilhação foi, nas situações correntes, verificado indiretamente, respeitando os espaçamentos e diâmetros das armaduras preconizados na regulamentação, e controlando os níveis de tensão no aço.

No entanto se se optar pelo cálculo explícito da abertura de fendas nos elementos de betão armado os limites a cumprir deverão ser os indicados no EC2, mais precisamente no capítulo 7.3, considerando a classe de exposição XS, o que corresponde a assumir um valor máximo da abertura



de fendas inferior a $W_{\max} \leq 0,3\text{mm}$. Para elementos de betão pré-esforçado este limite é $W_{\max} \leq 0,2\text{mm}$ e garantir a descompressão (combinação frequente).

Em relação aos Estados Limites de Utilização foram efetuadas verificações complementares em relação à tensão de compressão máxima no betão, bem como as tensões máximas de tração nas armaduras de acordo com o especificado no capítulo 7.2 do EC2.



7 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

As ações consideradas no projeto são sumarizadas na tabela abaixo. Nos subcapítulos seguintes descrevem-se as ações.

Caso de Carga	Nome de Caso de Carga
1	Peso Próprio
2	Restantes Cargas Permanentes
3	Sobrecarga
4	Impulso Hidrostático
5	Impulso do Terreno

Tabela 4 – Casos de carga considerados

As ações permanentes relativas ao peso próprio das peças foram avaliadas tendo em conta as dimensões dos diferentes elementos estruturais e os pesos volúmicos dos materiais que os constituem, admitindo-se para os pesos próprios do betão armado estrutural $\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$ e do aço estrutural $\gamma_s = 77\text{kN/m}^3$.

Para além do peso-próprio dos elementos, foram ainda consideradas restantes cargas permanentes, para ter em conta a existência de equipamentos, divisórias, infraestruturas de apoio suspensas.

As ações variáveis consideradas foram as prescritas pela regulamentação portuguesa de acordo com este tipo de edifício.

7.1 Pavimentos do rés-do-chão

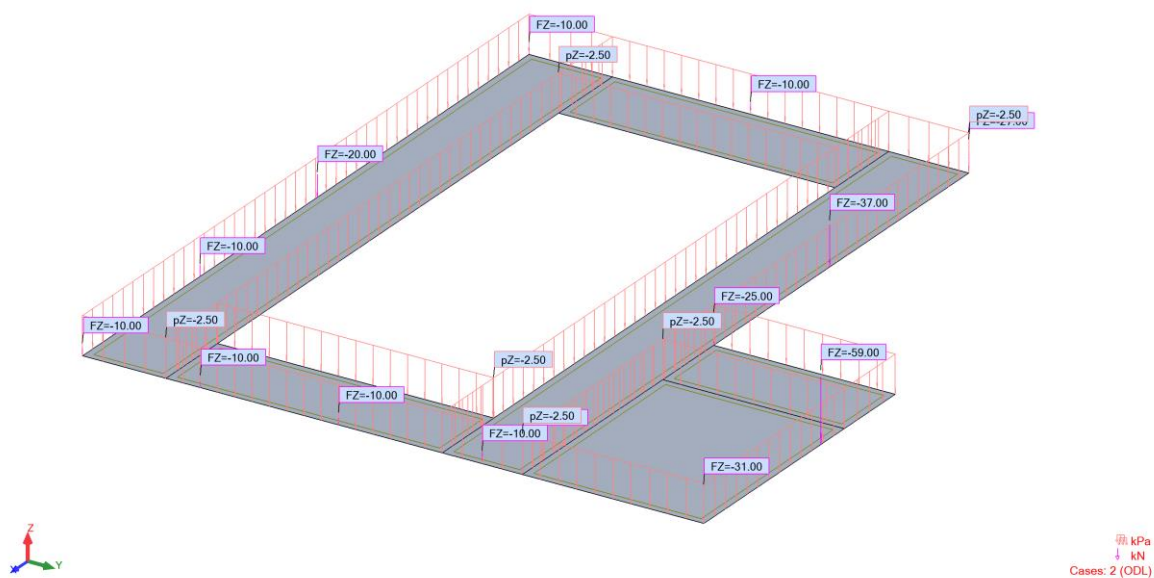


Figura 1 - Restantes Cargas Permanentes

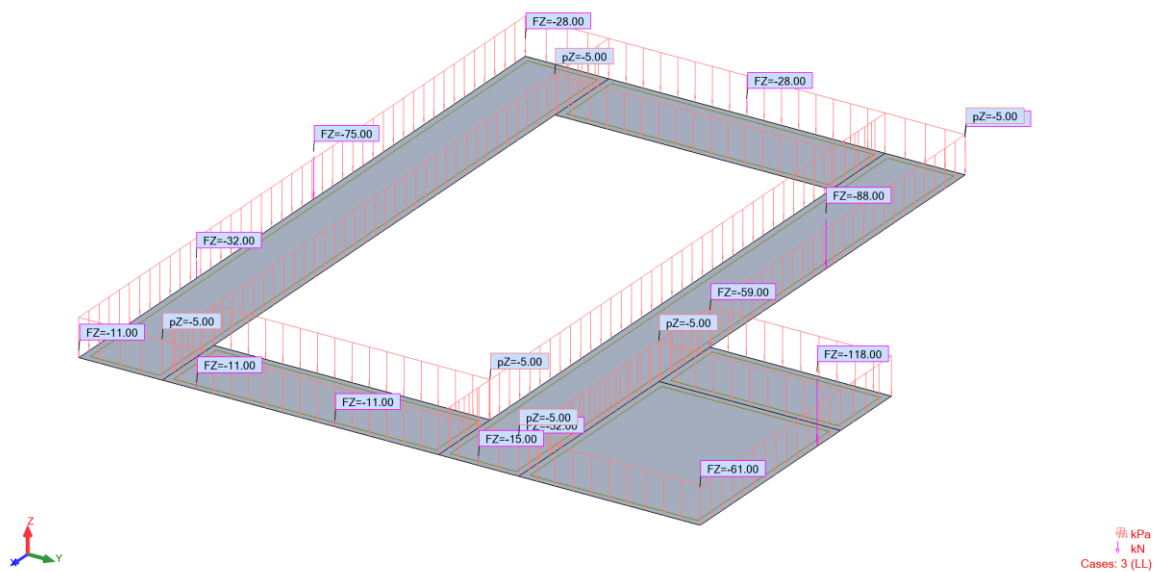


Figura 2 - Sobrecarga

7.2 Piscina

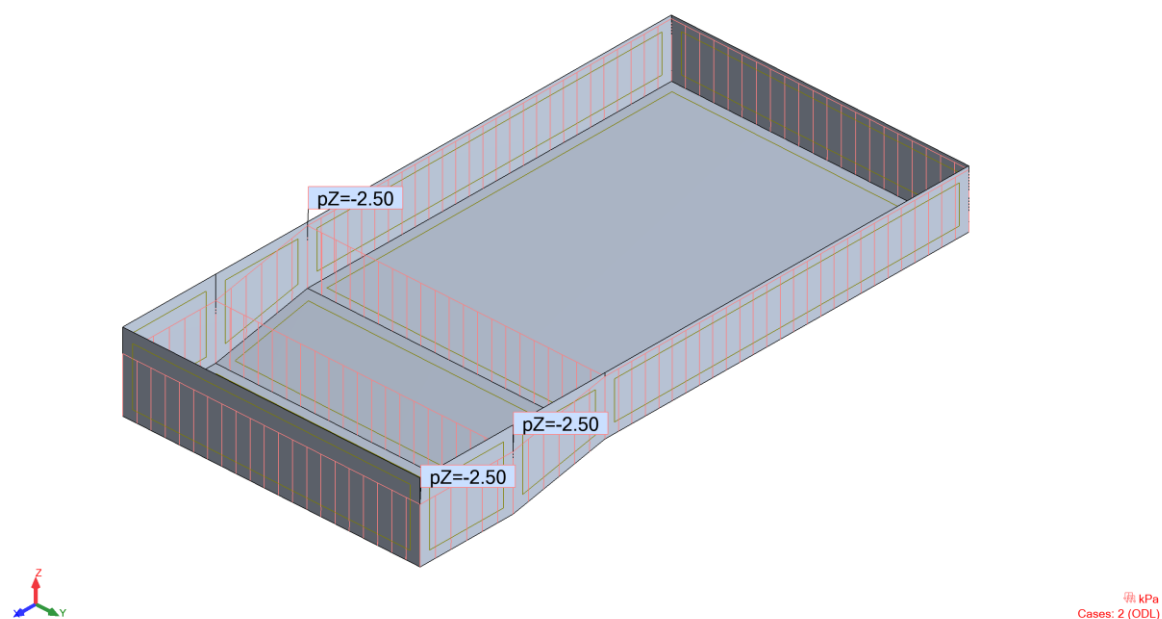


Figura 3 - Restantes Cargas Permanetes da Piscina

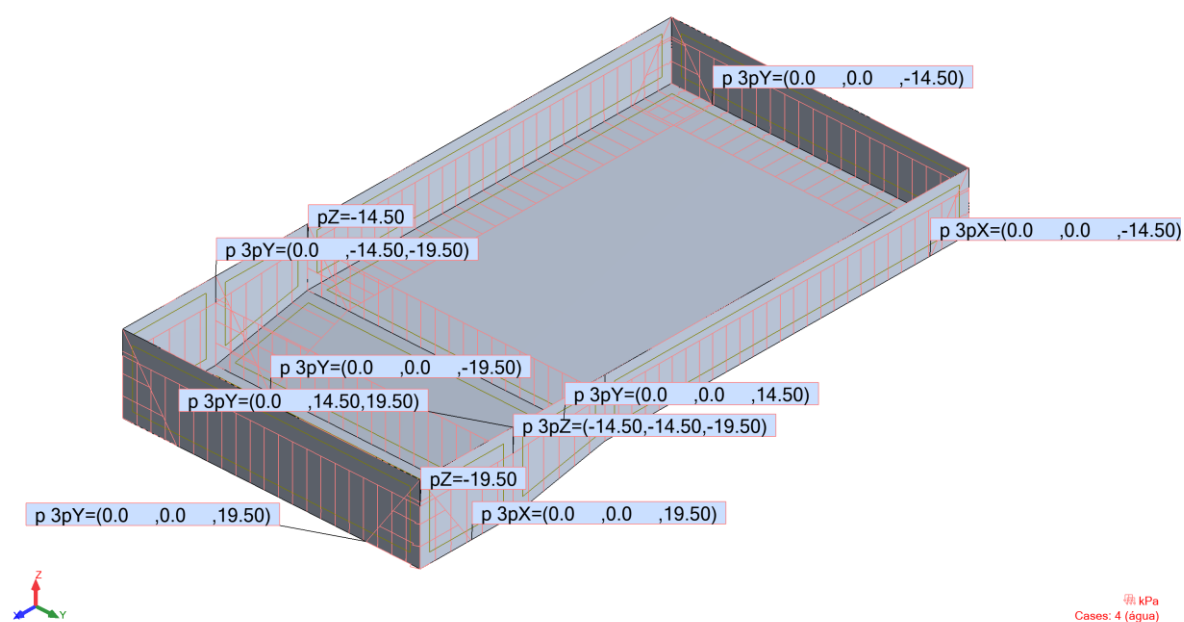


Figura 4 - Impulso Hidrostático

7.3 Muros

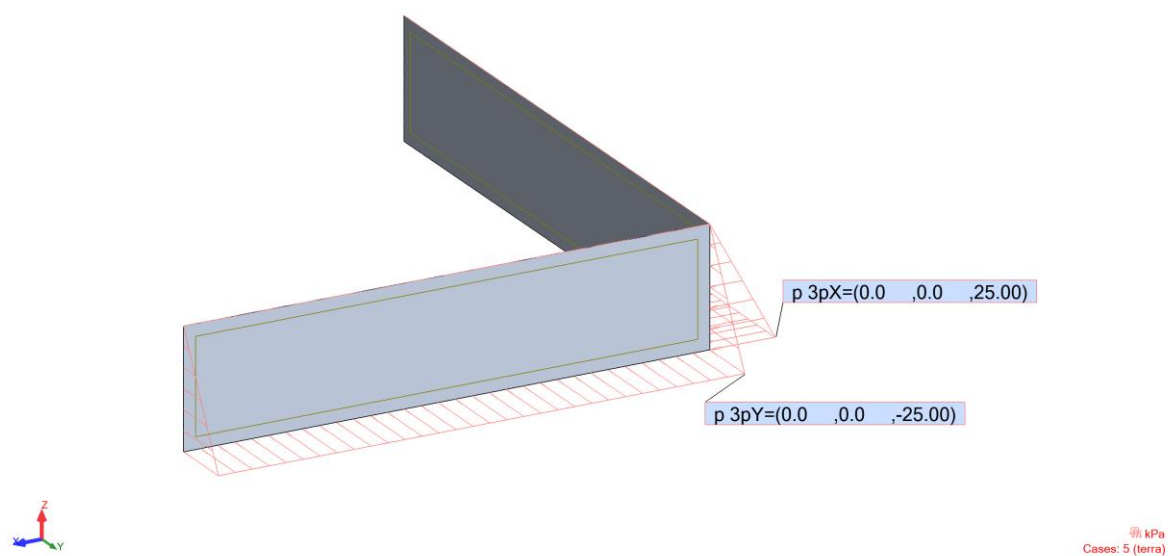


Figura 5 - Impulso do Terreno

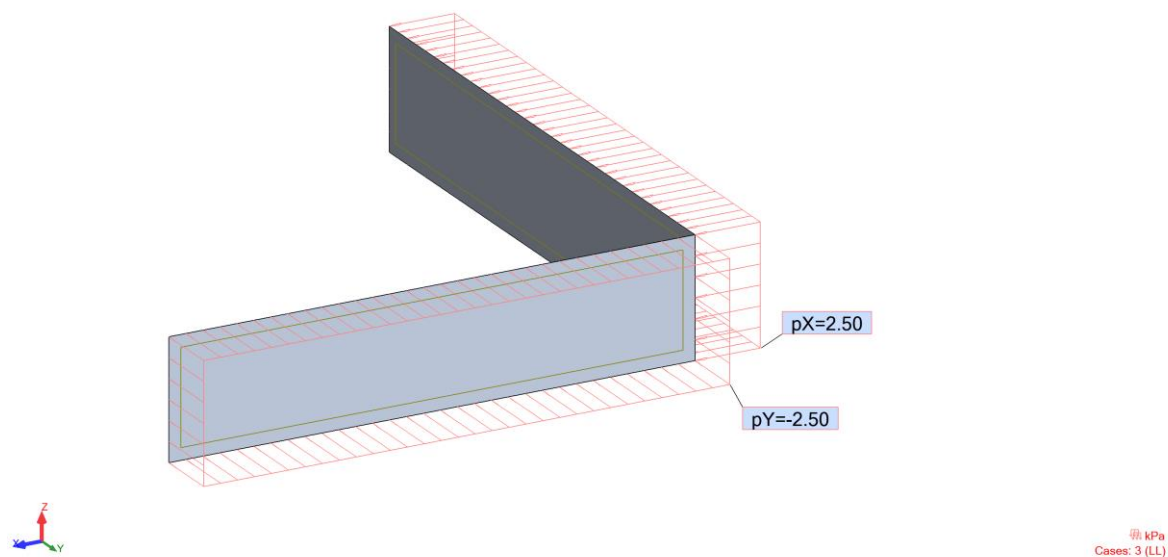


Figura 6 - Sobrecarga

7.4 Cobertura

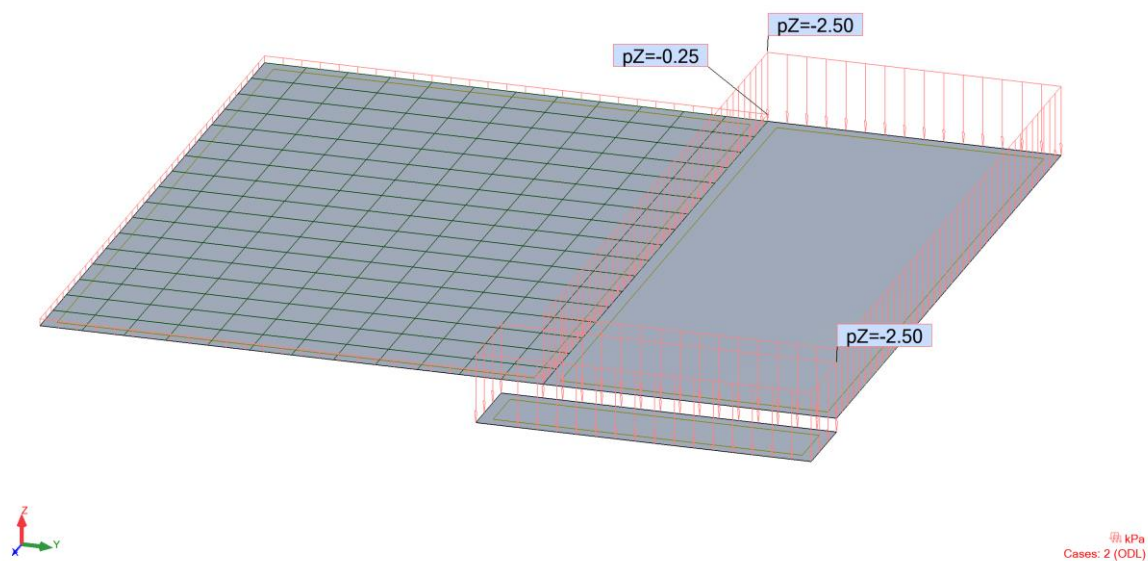


Figura 7 - Restantes cargas permanentes da Cobertura

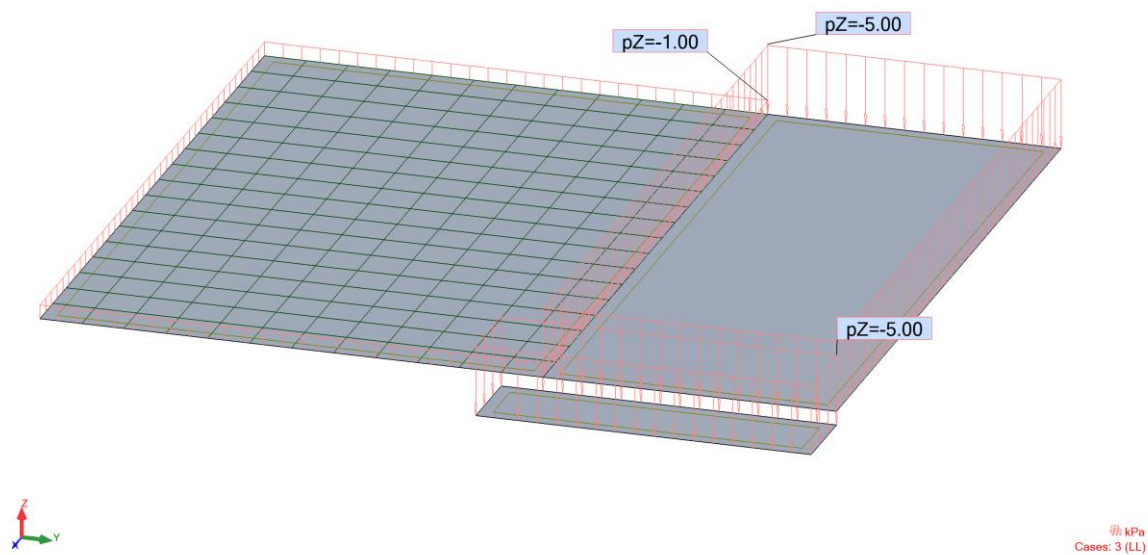


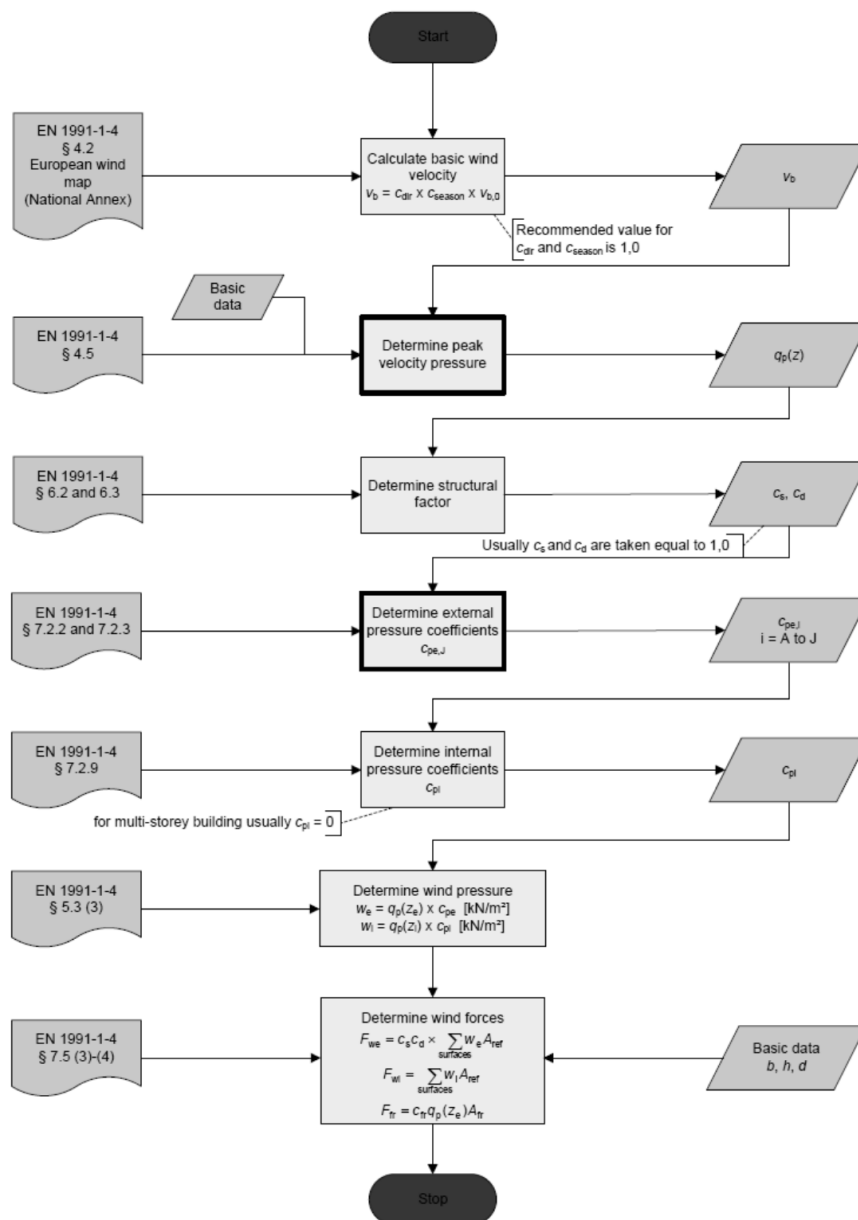
Figura 8 - Sobrecarga da Cobertura



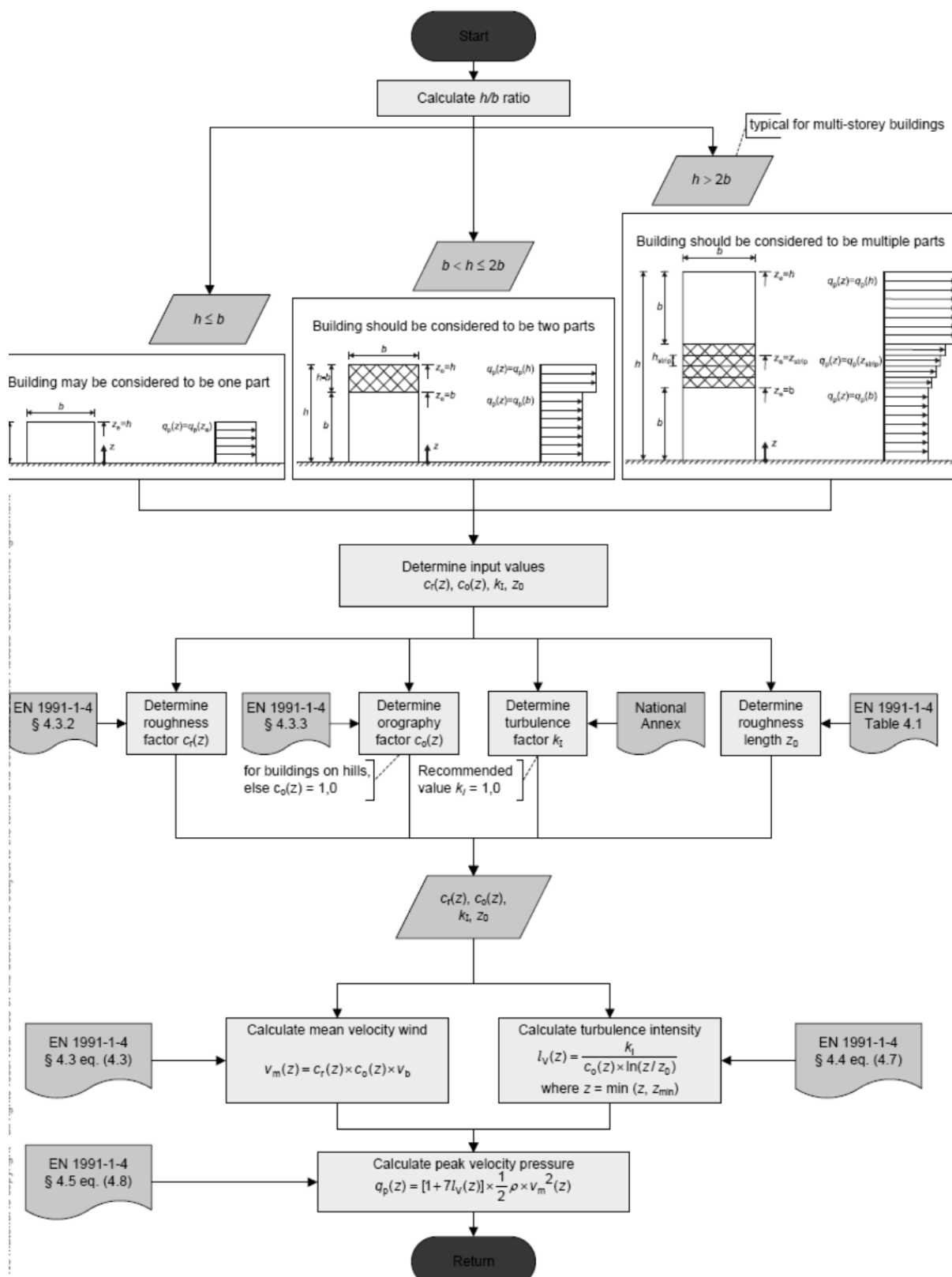
7.5 Vento

Avaliação da Ação

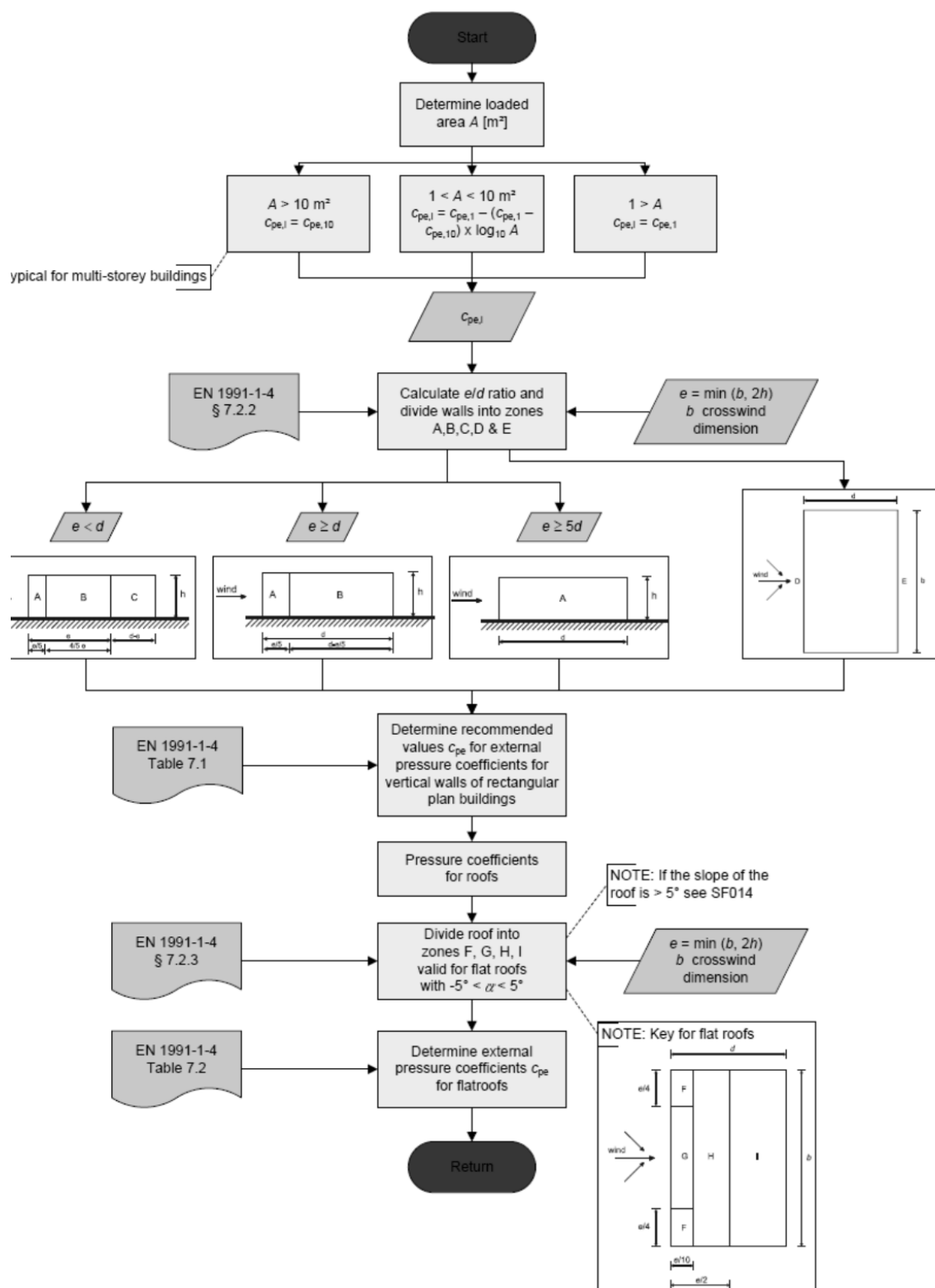
A seguir é apresentado um diagrama descritivo do processo de quantificação da ação do vento nos elementos das estruturas.



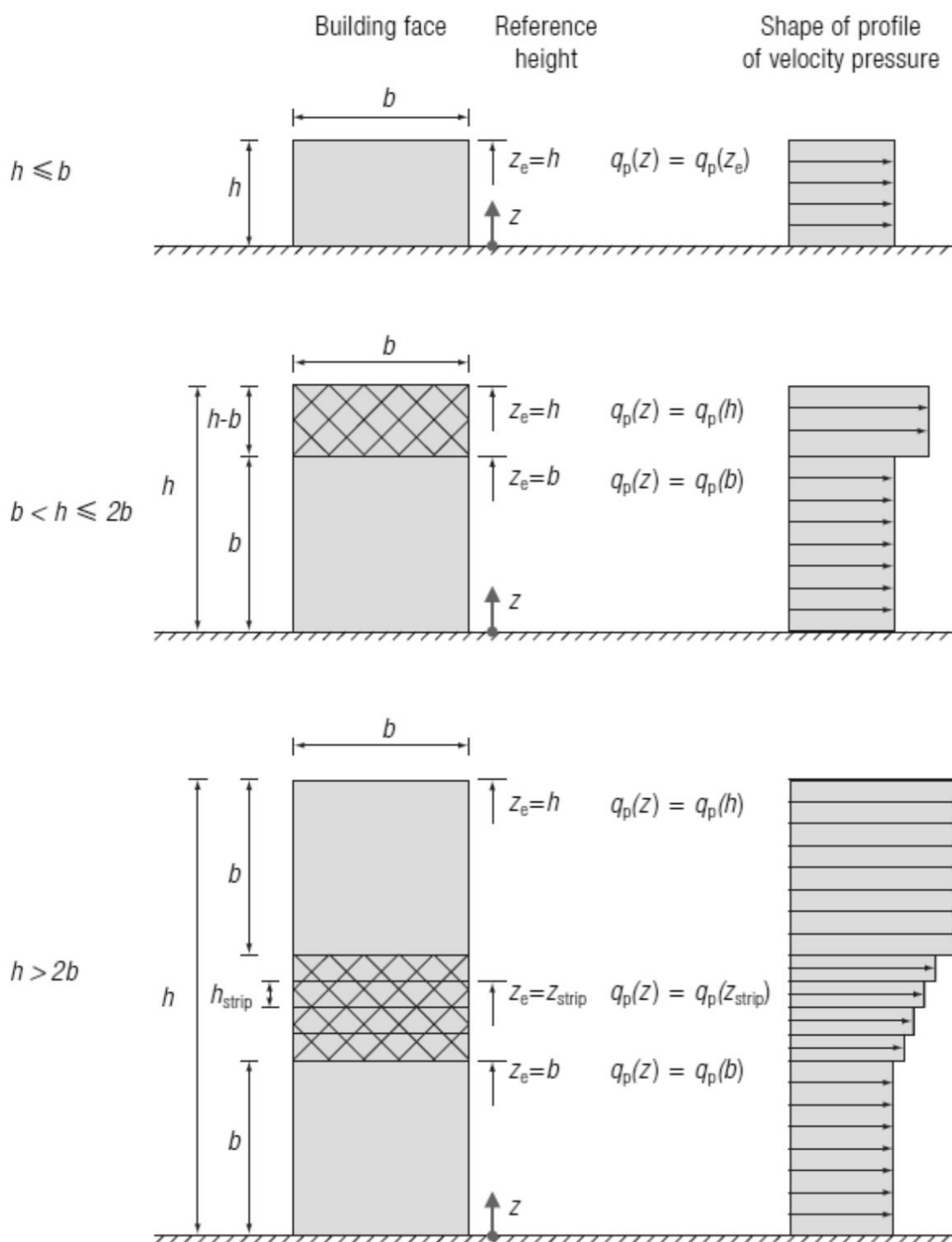
Velocidade do Vento e coeficiente de pressão dinâmica de pico

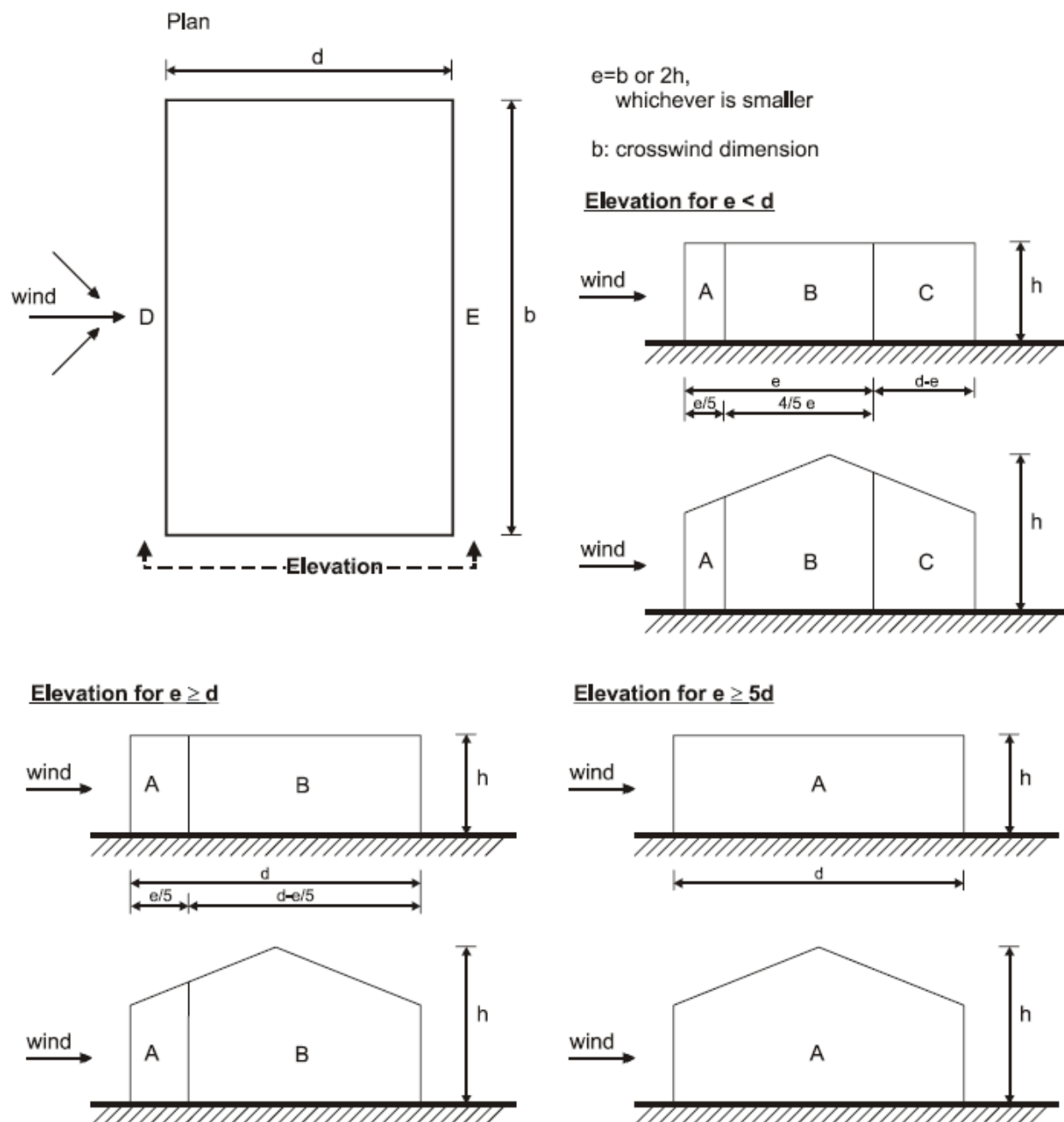


Determinação dos coeficientes de pressão exterior



Coeficientes de pressão em edifícios



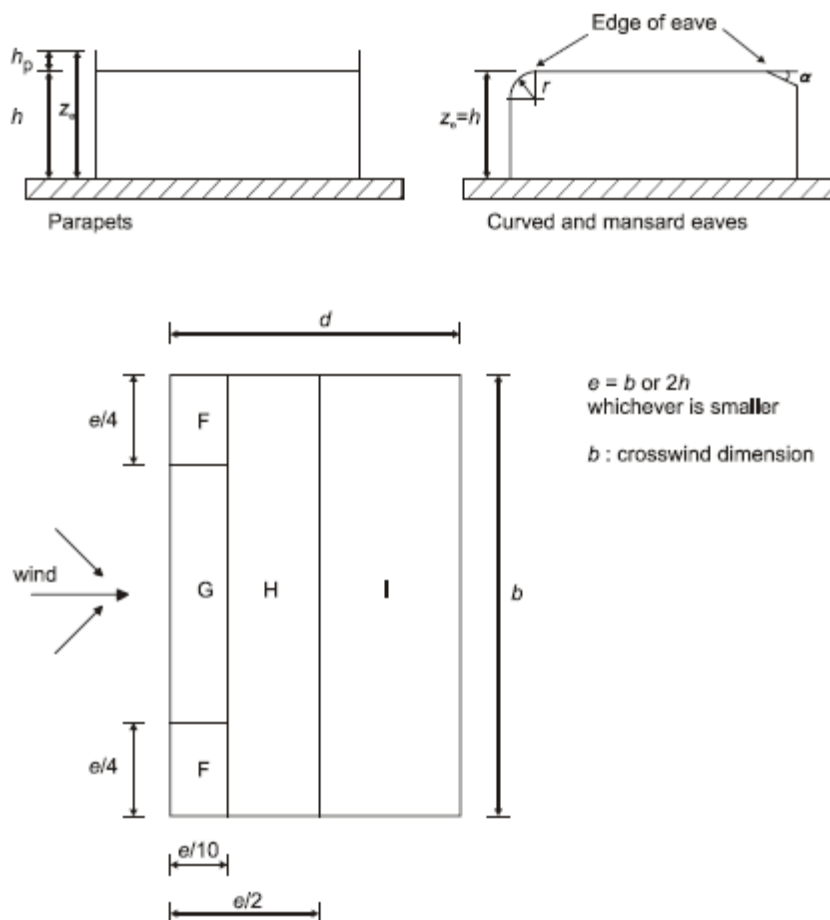


Os valores recomendados para os coeficientes de pressão exterior para paredes são indicados na tabela seguinte:

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Coeficientes de pressão para coberturas planas

Coberturas planas são definidas como coberturas que possuem pendentes entre -5° a 5° ($\pm 10\%$). A figura seguinte mostra uma configuração tipo para uma cobertura deste género.



Valores de coeficientes de pressão exterior considerados para o respetivo zonamento.



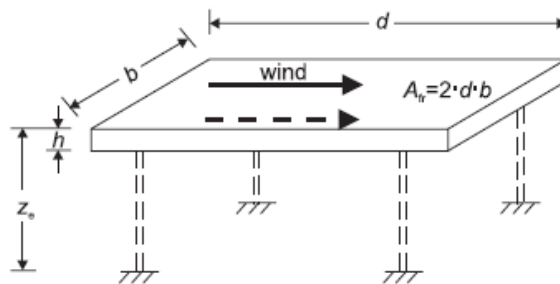
Roof type		Zone							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Sharp eaves		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
With Parapets	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Curved Eaves	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4	-0,4	+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3	-0,3	+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3	-0,3	+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3	-0,3	+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3	-0,3	+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3	-0,3	+0,2	-0,2
Mansard Eaves	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3	-0,3	+0,2	-0,2
	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3	-0,3	+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4	-0,4	+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4	-0,4	+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5	-0,5	+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5	-0,5	+0,2	-0,2
NOTE 1 For roofs with parapets or curved eaves, linear interpolation may be used for intermediate values of h_p/h and r/h. NOTE 2 For roofs with mansard eaves, linear interpolation between $\alpha = 30^\circ$, 45° and $\alpha = 60^\circ$ may be used. For $\alpha > 60^\circ$ linear interpolation between the values for $\alpha = 60^\circ$ and the values for flat roofs with sharp eaves may be used. NOTE 3 In Zone I, where positive and negative values are given, both values shall be considered. NOTE 4 For the mansard eave itself, the external pressure coefficients are given in Table 7.4a "External pressure coefficients for duopitch roofs: wind direction 0°", Zone F and G, depending on the pitch angle of the mansard eave. NOTE 5 For the curved eave itself, the external pressure coefficients are given by linear interpolation along the curve, between values on the wall and on the roof.									

Efeitos de vento por fricção

O efeito da fricção provocada pelo vento em superfícies paralelas à direção em que este se apresenta pode ser considerado desprezável quando a área das superfícies paralelas é 4 vezes inferior à área de superfícies perpendiculares.

Table 7.10 — Frictional coefficients c_f for walls, parapets and roof surfaces

Surface	Friction coefficient c_f
Smooth (i.e. steel, smooth concrete)	0,01
Rough (i.e. rough concrete, tar-boards)	0,02
very rough (i.e. ripples, ribs, folds)	0,04



7.5.2 AÇÃO DO VENTO SEGUNDO EN 1991-4

Cargas vento

Pressão do vento em superfícies: W_e (Exterior) e W_i (Interior), deverão ser obtidas pelas seguintes expressões:

$$W_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$$

$$W_i = q_p(z_i) \times c_{pi}$$

and

$$q_p(z) = c_e(z) \times q_b = W_k$$

O terreno foi considerado de categoria I.

A velocidade média do vento à altura z acima do terreno depende da rugosidade do terreno, da orografia e da velocidade base do vento. Para o último parâmetro foi adotado um valor de 30 Km/h (Zona B).

$$q_p = [1 + 7.I_v(z)] 1/2 \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$

external forces:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{surfaces}} W_e \cdot A_{ref}$$

internal forces:

$$F_{w,i} = \sum_{\text{surfaces}} W_i \cdot A_{ref}$$

friction forces:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$$



7.5.3 AÇÃO DO SISMO

As ações sísmicas foram quantificadas de acordo com a NP EN 1998-1 (EC8). De acordo com esta norma são definidos dois tipos de ação sísmica: sismo próximo, de magnitude moderada e pequena distância focal e sismo afastado, de maior magnitude a uma maior distância focal. Sucintamente, a ação sísmica é usualmente traduzida por espectros de resposta elásticos de aceleração que representam as componentes do movimento do solo.

Recorrendo ao zonamento sísmico definiram-se os espectros de resposta, considerando-se a zona sísmica 1.6, para a ação sísmica tipo 1, e zona sísmica 2.4, para a ação sísmica tipo 2.

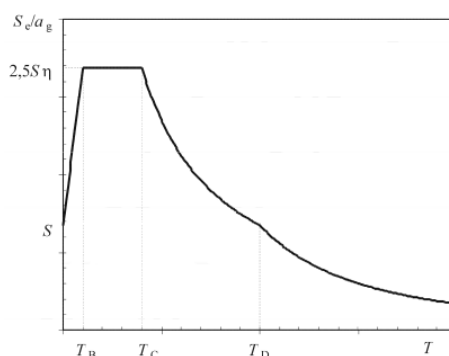


Figura 4 – Forma do espectro de resposta elástico

Região	Continente						
Ação Sísmica	Tipo 1	Espectro Horizontal					
Zona Sísmica	1,6	S	S _{max}	T _B	T _C	T _D	
Terreno	D	2,00	2	0,1	0,8	2	
Classe de Importância	II						
Amortecimento x	5%	Espectro Vertical					
a _{gr}	0,35	T _B	T _C	T _D			
γ _I	1	0,05	0,25	1			
a _g	0,35						
a _{vg}	0,2625						
η	1						

Tabela 5 – Sismo tipo 1



	Região	Continente						
	Acção Sísmica	Tipo 2		Espectro Horizontal				
	Zona Sísmica	2,4		S	S _{max}	T _B	T _C	T _D
	Terreno	D		1,97	2	0,1	0,3	2
	Classe de Importância	II						
	Amortecimento x	5%			Espectro Vertical			
	a _{gr}	1,1			T _B	T _C	T _D	
	γ _I	1			0,05	0,15	1	
	a _g	1,1						
	a _{vg}	1,045						
	η	1						

Tabela 6 – Sismo tipo 2

Foi considerado ainda que as fundações estariam localizadas num terreno tipo D e assumiu-se ainda um coeficiente de amortecimento de 5% (estruturas de betão armado). Foi admitida uma classe de importância II para o edifício, de acordo com quadro 4.3 do capítulo 4.2.5 do EC8.

Análise Estrutural

Na modelação estrutural adotada o modelo do edifício deve representar adequadamente a distribuição de rigidez e de massa de modo a que todos os modos de deformação significativos e as forças de inércia sejam devidamente representados para a ação sísmica considerada. No caso da análise não linear, o modelo deve representar adequadamente a distribuição de resistência.

7.6 ESTRUTURA

Na verificação de segurança dos diferentes elementos estruturais foi feita luz dos Eurocódigos em termos de Estados Limites. Recorrendo-se a programas de cálculo automático para o cálculo das combinações mais desfavoráveis quer em termos de resistência (Estados Limites Últimos de Resistência), quer em termos de deformação (Estados Limites de Utilização).

O cálculo da estrutura para as ações e combinações de cálculo referidas, bem como o estudo e a avaliação da mobilidade global do edifício, comportamento face às ações horizontais e a análise dinâmica do edifício foram realizados no programa de cálculo Robot Structural Analysis com representação de todos os elementos estruturais relevantes ao comportamento ao seu comportamento.

Procurou-se com a modelação efetuada representar adequadamente a distribuição da rigidez e da massa para que todos os modos de deformação e forças de inércia significativos sejam tidos em devida conta sob a ação sísmica e vento considerados. Por modo a se justificar devidamente o



dimensionamento que garante a estabilidade e segurança estrutural do edifício, apresenta-se em anexo os respetivos elementos de cálculo que clarificam a compreensão do dimensionamento levado a cabo.

8 OMISSÕES

Sempre que haja algum assunto que se não veja tratado nesta memória e sobre o qual se levantem dúvidas, sempre que ocorra qualquer dúvida sobre a forma de interpretar os desenhos ou os elementos escritos, deve o projetista ser contactado.

9 COLABORAÇÃO NO PROJETO

Colaboraram neste estudo os seguintes técnicos:

- | | |
|------------------------------|---------------|
| • Coordenação e Verificação: | Hugo Marques |
| • Revisão interna | José Cunha |
| • Geologia | Raquel Pais |
| • Geotecnia | Pedro Pereira |
| • Estruturas | Cátia Pereira |
| | João Oliveira |

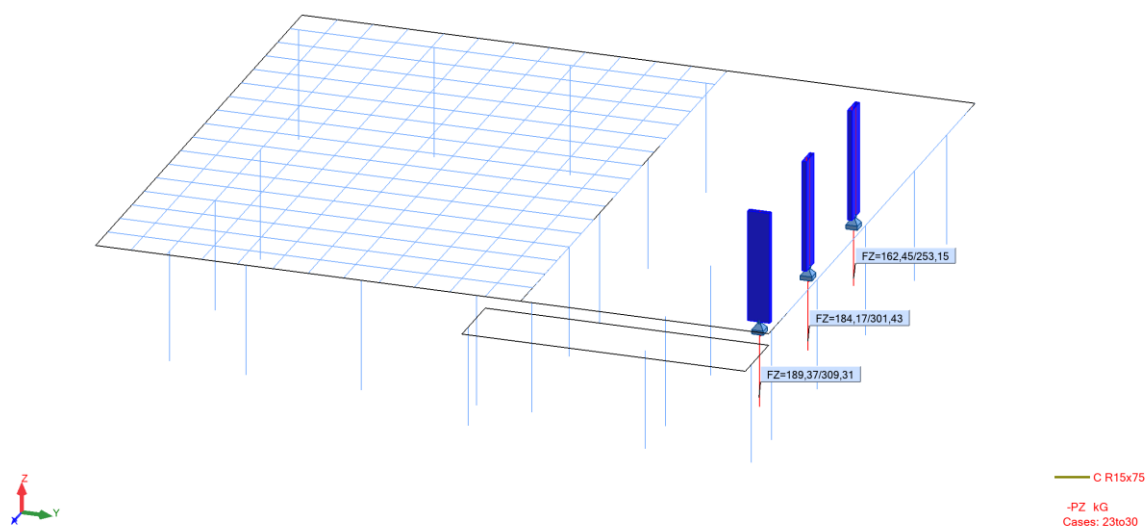
Porto, Agosto 2019

(Paulo Pimenta)



10 ANEXOS DE CÁLCULO

10.1 Fundações



ISOLATED FOOTINGS DESIGN

Column		Materials		Foundation			Rotation
b (m)	l (m)	fcd (MPa)	τl (MPa)	σ3/4 (KPa)	γ (KN/m3)	Zt-Zfund (m)	α (graus)
0,15	0,75	23	0,85	435	150	20	1,00
							0

Combination 1			Combination 2			Combination 3			Combination 4			Combination 5			Combination 6		
SLS load on top of footing																	
N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)
310	0																
N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)
370	0					60			60			60			60		

Footing Data		
B (m)	L (m)	H (m)
1,50	2,00	0,50
		1,178

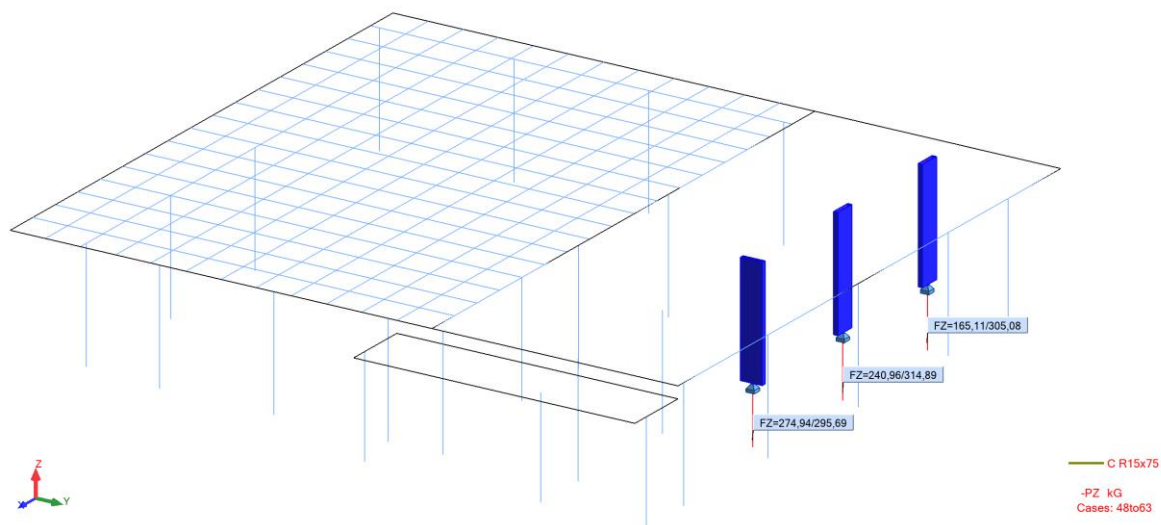
Load Envelope		
N(eq.) (KN)		465
T(eq.) (KPa)		155
Tmin (KPa)		20

Footing Depth				
Punch. Min.(m)	Section, x 0,201	Section, y 0,113	Section, y 0,104	Envelope 0,201

Reinforcement design		
Msd (KNm/m)		
μ (°)		
ω (°)		
As (cm2/m)		
Fh (KN/m)		
As (cm2/m)		
Dir B: Footing rigid	As=	2,004 cm2
Dir L: Footing rigid	As=	2,474 cm2

Bottom layer reinforcement	
Em B	Em L
39	51
0,008	0,011
0,009	0,011
2,03	2,64
Strut and ties method	
87	108
2,00	2,47

Upper layer reinforcement	
Em B	Em L
3	3
0,001	0,001
0,001	0,001
0,13	0,17



ISOLATED FOOTINGS DESIGN

Column		Materials			Foundation			Rotation
b (m)	l (m)	fcd (MPa)	τ1 (MPa)	fsyd (MPa)	α3/4 (KPa)	γ (KN/m3)	Zt-Zfund (m)	α (graus)
0,15	0,75	23	0,85	435	225	20	1,00	0

Combination 1			Combination 2			Combination 3			Combination 4			Combination 5			Combination 6		
Seismic load on top of footing																	
N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)
315	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Seismic load on bottom of footing																	
N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)	N (kN)	Mx,s (kNm)	My,s (kNm)
355	0	0	40	0	0	40	0	0	40	0	0	40	0	0	40	0	0

Footing Data		
B (m)	L (m)	H (m)
1,00	2,00	0,50
Safety Factor = 1,211		

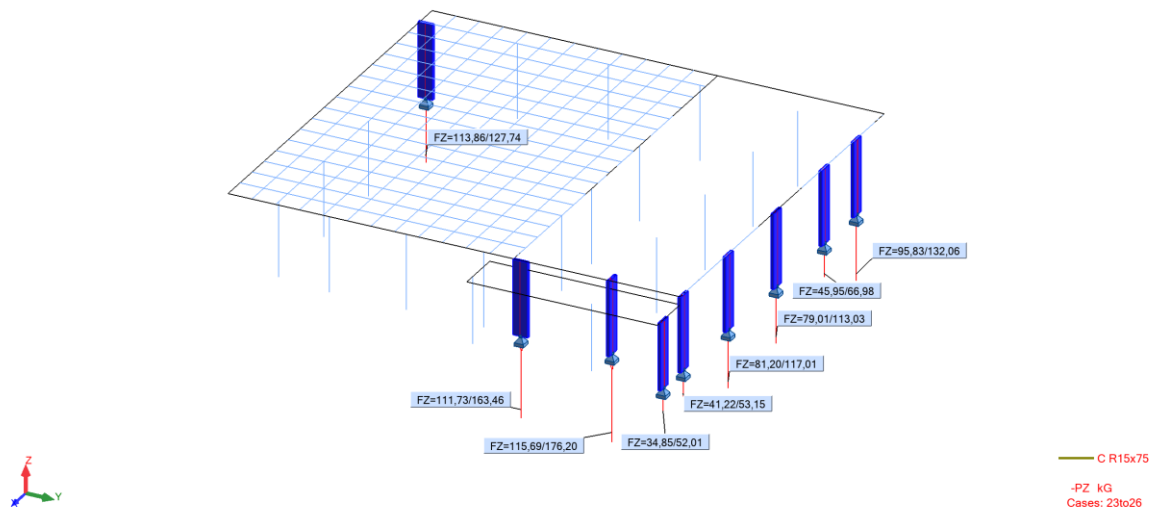
Load Envelope		
N(eq.) (KN)	315	
T(eq.) (KPa)	158	
Tmin (KPa)	20	

Eccentricity and stresses											
Combination 1		Combination 2		Combination 3		Combination 4		Combination 5		Combination 6	
eta(x) 0,000	eta(y) 0,000	eta(x) 0,000	eta(y) 0,000	eta(x) 0,000	eta(y) 0,000	eta(x) 0,000	eta(y) 0,000	eta(x) 0,000	eta(y) 0,000	eta(x) 0,000	eta(y) 0,000
T. inst. (KPa)	Folga (KPa)	T. inst. (KPa)	Folga (KPa)	T. inst. (KPa)	Folga (KPa)	T. inst. (KPa)	Folga (KPa)	T. inst. (KPa)	Folga (KPa)	T. inst. (KPa)	Folga (KPa)
178	48	20	205	20	205	20	205	20	205	20	205
N(eq.) (KN)	T(eq.) (KPa)	N(eq.) (KN)	T(eq.) (KPa)	N(eq.) (KN)	T(eq.) (KPa)	N(eq.) (KN)	T(eq.) (KPa)	N(eq.) (KN)	T(eq.) (KPa)	N(eq.) (KN)	T(eq.) (KPa)
315	158	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
min(KPa)	178	min(KPa)	20	min(KPa)	20	min(KPa)	20	min(KPa)	20	min(KPa)	20

Footing Depth				
Punch. Min.(m)	Section, x 0,143	Section, y 0,072	Section, z 0,106	Envelope 0,143

Reinforcement design

Bottom layer reinforcement		Upper layer reinforcement	
Em B	Em L	Em B	Em L
17	52	1	3
μ	0,004	0,000	0,001
ω	0,004	0,000	0,001
As	0,86	0,05	0,17
Strut and ties method			
Fh	37		109
As	0,85		2,51
Dir B:	Footing rigid	As=	0,855 cm2
Dir L:	Footing rigid	As=	2,514 cm2



ISOLATED FOOTINGS DESIGN

Column		Materials			Foundation			Rotation
b	l	fcd	τ_1	τ_{syd}	$\sigma_3/4$	γ	Zt-Zfund	α
(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(KPa)	(KN/m ³)	(m)	(graus)
0,15	0,75	23	0,85	435	150	20	1,00	0

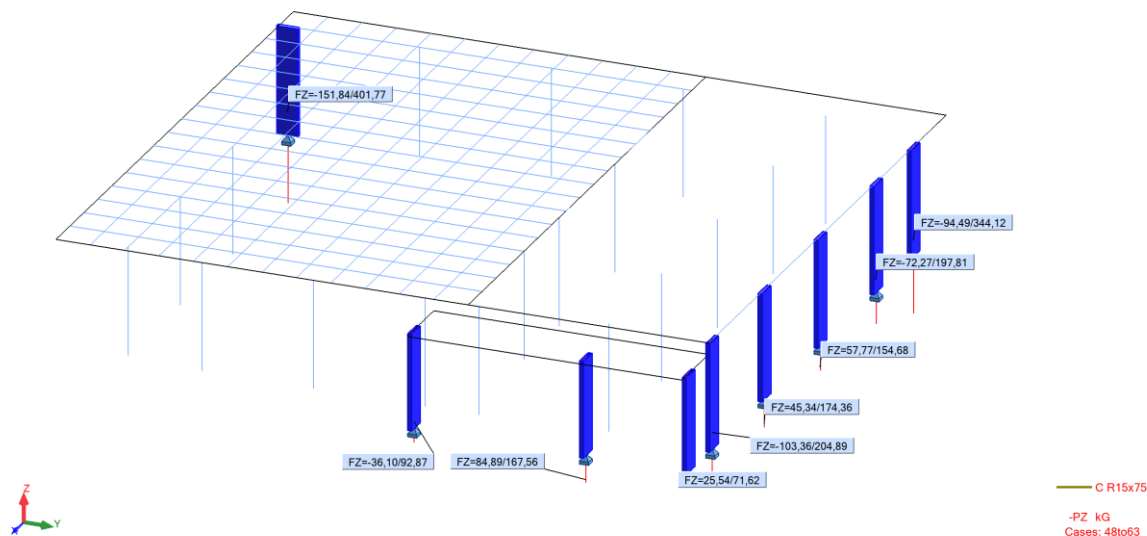
Combination 1			Combination 2			Combination 3			Combination 4			Combination 5			Combination 6		
SLS load on top of footing																	
N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s
(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)
180	0	0															
N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s
(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)
220	0	0	40	0	0	40	0	0	40	0	0	40	0	0	40	0	0

Footing Data		
B	L	H
(m)	(m)	(m)
1,00	2,00	0,50
		1,267

Load Envelope		
N(eq.)	(KN)	270
T(eq.)	(KPa)	135
Tmin	(KPa)	20

Footing Depth				
Punch.	Section, x	Section, y	Envelope	
Min.(m)	0,127	0,063	0,092	0,127

Reinforcement design		Bottom layer reinforcement		Upper layer reinforcement	
Msd	(KNm/m)	Em B	Em L	Em B	Em L
μ	(°)	14	45	1	3
ω	(°)	0,003	0,010	0,000	0,001
As	(cm ² /m)	0,003	0,010	0,000	0,001
		0,74	2,30	0,05	0,17
Fh	(KN/m)	Strut and ties method			
As	(cm ² /m)				
		32	94		
		0,73	2,16		
Dir B:	Footing rigid	As=	0,733	cm2	
Dir L:	Footing rigid	As=	2,155	cm2	



ISOLATED FOOTINGS DESIGN

Column		Materials			Foundation			Rotation
b	l	fcd	f1	fsyd	c3/4	γ	Zt-Zfund	α
(m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(KPa)	(KN/m3)	(m)	(graus)
0,15	0,75	23	0,85	435	225	20	1,00	0

Combination 1			Combination 2			Combination 3			Combination 4			Combination 5			Combination 6		
Seismic load on top of footing																	
N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s
(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)
402	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Seismic load on bottom of footing																	
N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s	N	Mx,s	My,s
(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)
442	0	0	40	0	0	40	0	0	40	0	0	40	0	0	40	0	0

Footing Data		
B	L	H
(m)	(m)	(m)
1,00	2,00	0,50
Safety Factor = 1,018		

Load Envelope		
N(eq.)	(KN)	402
T(eq.)	(KPa)	201
Tmin	(KPa)	20

Footing Depth			
Punch.	Section, x	Section, y	Envelope
Min.(m)	0,173	0,090	0,132
			0,173

Reinforcement design		Bottom layer reinforcement		Upper layer reinforcement	
Msd	(KNm/m)	Em B	Em L	Em B	Em L
μ	(°)	21	66	1	3
ω	(°)	0,005	0,014	0,000	0,001
As	(cm2/m)	0,005	0,014	0,000	0,001
		1,10	3,44	0,05	0,17
Fh	(KN/m)	Strut and ties method			
As	(cm2/m)	47	140		
		1,09	3,21		
Dir B:	Footing rigid	As=	1,091	cm2	
Dir L:	Footing rigid	As=	3,209	cm2	

10.2 Vigas

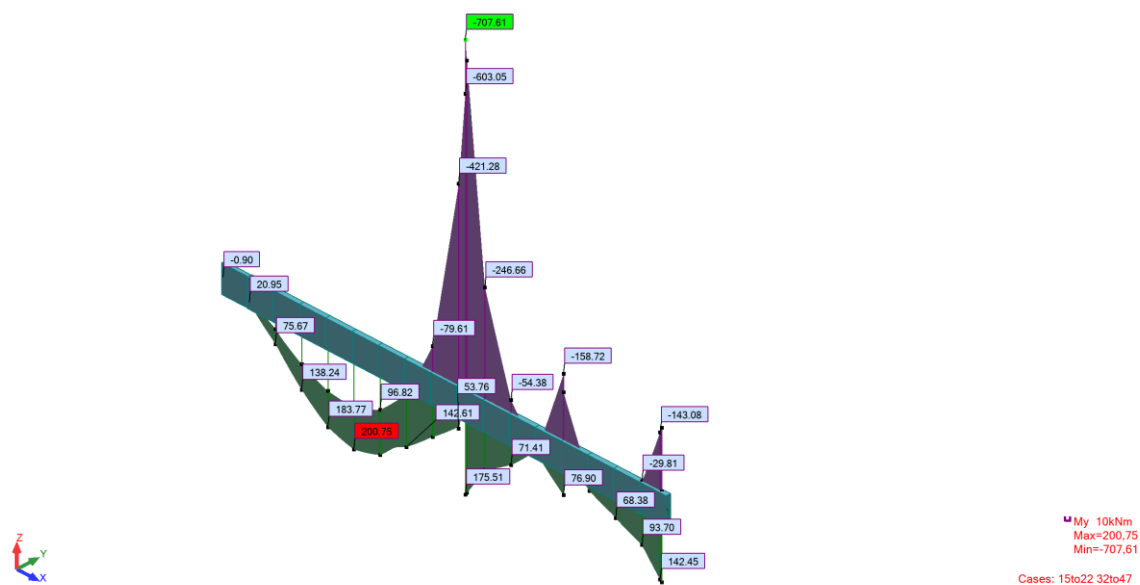


Ilustração 9 - Momentos Fletores, ULS

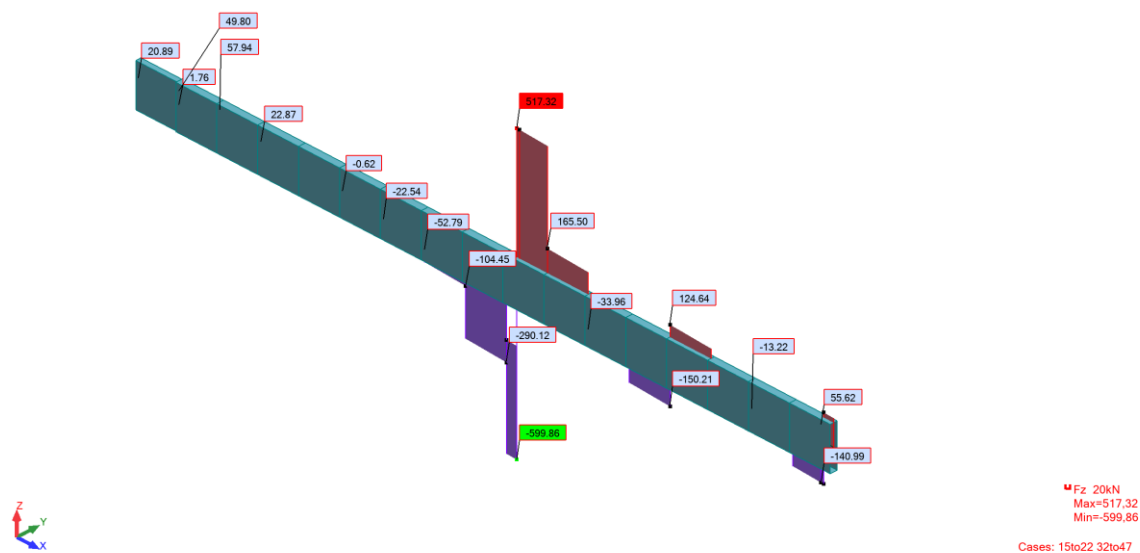


Ilustração 10 - Esforço Transverso, ULS

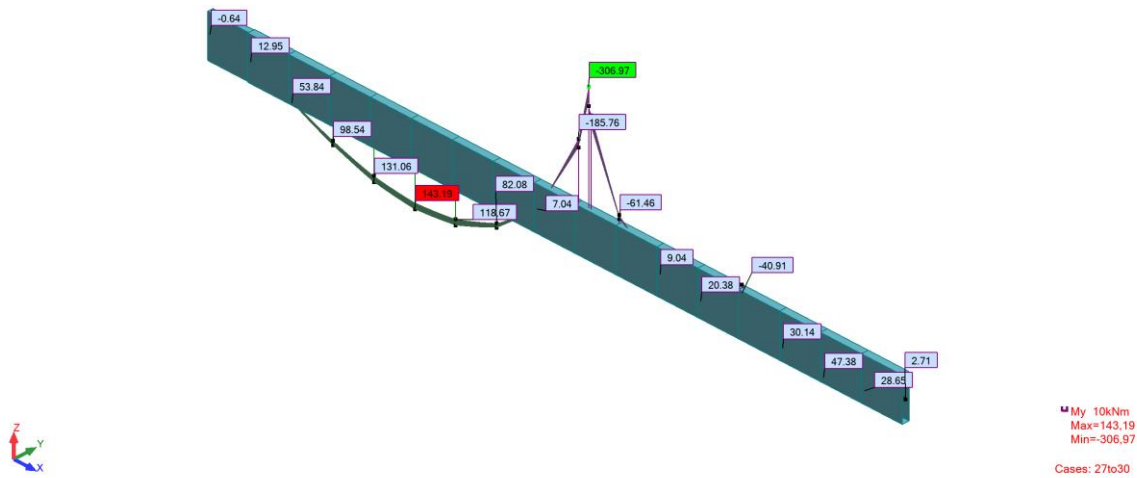


Figura 11 - Momentos Fletores, Quase Permanente



BENDING WITH OR WITHOUT AXIAL FORCE ON SLABS AND BEAMS ACCORDING TO EN 1992-1-1 2010

id project

id element

checked by

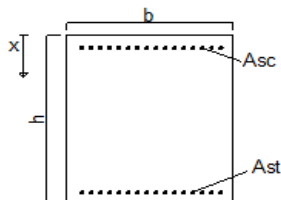
date

Geometry	
b	0,20 m
bw	0,20 m
hf	1,20 m
h	1,20 m
yg	0,60 m

Axial Force	
N	0 kN

Cover	
c _{nom} (m)	0,085
d _{sc}	0,10 m
d _{st}	1,10 m

Scheme



Materials	
Concrete	C35/45
Reinforcing steel	A500
Steel Class	B
f _{ck}	35 MPa Table 3.1
f _{cd}	23,3 MPa Table 3.1
f _{ctd}	2,1 MPa Eq. (3.15)
f _{bd}	3,3 MPa Eq. (8.2)
f _{syd}	435 MPa 3.2.7(2)
E _c	34,0 GPa Table 3.1
E _s	200 GPa 3.2.7(4)
f _{yd} /E _s	2,17 ‰ 3.2.7(2)
ε _{ud}	45,00 ‰ 3.2.7(2)
η	1 Eq. 3.21
λ	0,8 Eq. 3.19

Reinforcement Input

Asc	Main	2 Ø16	4,02 cm ²
	Additional		0,00 cm ²
Ast	Main	4 Ø16	8,04 cm ²
	Additional		0,00 cm ²

Nr. Layers of Reinf.

Asc	1
Ast	1

Stirrups (if any)

Nº legs	2
φ	8 mm
s	0,20 m
Cot θ	2

Reinforcement summary

Asc	4,02 cm ²
Ast	8,04 cm ²
As,min (cm ²)	3,66 cm ² Eq. (9.1N)
ρ	0,34% 9.2.1.1(3)

Internal Forces (kN)

x (m)	0,097
F _{c1}	-363
F _{st}	350
F _{sc}	11

Strains

ε _{sc}	0,14 ‰
ε _{st}	36,07 ‰
ε _c	-3,50 ‰

Clear space between rebars

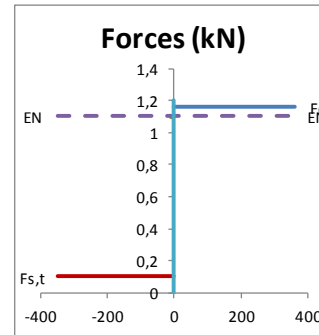
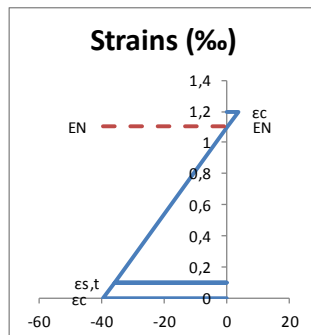
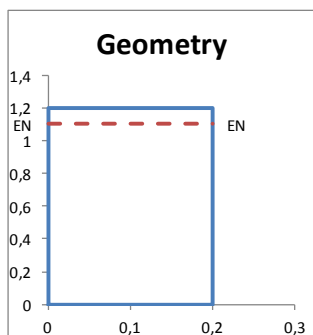
Asc	15,20 cm
Ast	4,00 cm

Shear w/o Stirrups

Cr _{dc}	0,12
k	1,43
ρ _l	0,37%
v _{min}	0,353 Eq. (6.3)
V _{rd,c}	88,0 kN Eq. (6.2)

Shear w/ Stirrups

S _{max}	0,8 m Eq. (9.6)
V _{wd}	432,3 kN
p _{min}	0,09% Eq. (9.5)
p _w	0,79% Eq. (9.4)
V _{rd,max}	952,7 kN



Section Resistance

Bending Resistance (M _{rd})	373 kN.m
Shear Resistance (V _{rd})	432 kN



BENDING WITH OR WITHOUT AXIAL FORCE ON SLABS AND BEAMS ACCORDING TO EN 1992-1-1 2010

id project

id element

checked by

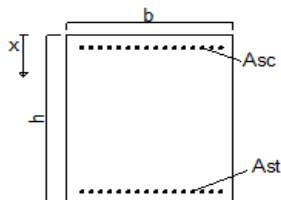
date

Geometry	
b	0,20 m
bw	0,20 m
hf	1,20 m
h	1,20 m
yg	0,60 m

Axial Force	
N	0 kN

Cover	
c _{nom} (m)	0,135
d _{sc}	0,15 m
d _{st}	1,05 m

Scheme



Materials	
Concrete	C35/45
Reinforcing steel	A500
Steel Class	B
f _{ck}	35 MPa Table 3.1
f _{cd}	23,3 MPa Table 3.1
f _{ctd}	2,1 MPa Eq (3.15)
f _{bd}	3,3 MPa Eq (8.2)
f _{syd}	435 MPa 3.2.7(2)
E _c	34,0 GPa Table 3.1
E _s	200 GPa 3.2.7(4)
f _{yd} /E _s	2,17 ‰ 3.2.7(2)
ε _{ud}	45,00 ‰ 3.2.7(2)
η	1 Eq. 3.21
λ	0,8 Eq. 3.19

Reinforcement Input

Asc	Main	2 Ø16	4,02 cm ²
	Additional		0,00 cm ²
Ast	Main	4 Ø16	8,04 cm ²
	Additional	6 Ø16	12,06 cm ²

Nr. Layers of Reinf.

Asc	1
Ast	1

Stirrups (if any)

Nº legs	2
φ	8 mm
s	0,15 m
Cot θ	2

Reinforcement summary

Asc	4,02 cm ²
Ast	20,11 cm ²
As,min (cm ²)	3,49 cm ² Eq (9.1N)
ρ	0,84% 9.2.1.1(3)

Internal Forces (kN)

x (m)	0,212
F _{c1}	-793
F _{st}	874
F _{sc}	-81

Strains

ε _{sc}	-1,01 ‰
ε _{st}	13,79 ‰
ε _c	-3,50 ‰

Clear space between rebars

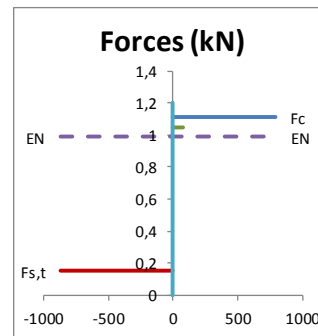
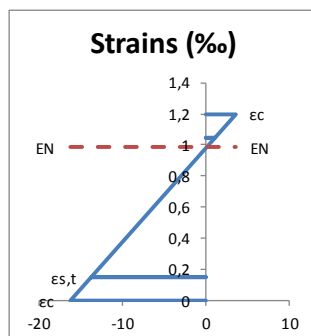
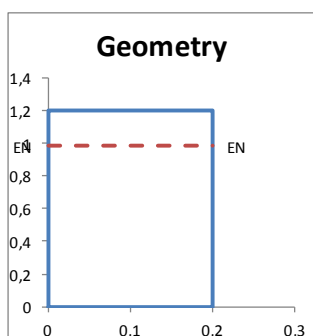
Asc	15,20 cm
Ast	4,00 cm

Shear w/o Stirrups

Cr _{dc}	0,12
k	1,44
ρ _l	0,96%
v _{min}	0,357 Eq. (6.3)
V _{rd,c}	116,6 kN Eq. (6.2)

Shear w/ Stirrups

S _{max}	0,8 m Eq. (9.6)
V _{wd}	550,2 kN
p _{min}	0,09% Eq. (9.5)
p _w	1,05% Eq. (9.4)
V _{rd,max}	909,4 kN



Section Resistance

Bending Resistance (M _{rd})	837 kN.m
Shear Resistance (V _{rd})	550 kN



		CRACK WIDTH CALCULATION ACCORDING TO EUROCODE 2 (EN 1992-1-1 2010)		spreadsheet																																																			
		id project		id element																																																			
		checked by		date																																																			
Geometry: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>b</td><td>0,20 m</td></tr> <tr><td>bw</td><td>0,20 m</td></tr> <tr><td>h1</td><td>1,20 m</td></tr> <tr><td>h</td><td>1,20 m</td></tr> </table>		b	0,20 m	bw	0,20 m	h1	1,20 m	h	1,20 m	Covers: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>c</td><td>0,090 m</td></tr> <tr><td>cp</td><td></td></tr> <tr><td>dst</td><td>1,102 m</td></tr> <tr><td>dsc</td><td>0,098 m</td></tr> </table>		c	0,090 m	cp		dst	1,102 m	dsc	0,098 m	Scheme: 		Materials: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Concrete Class</td><td>C35/45</td></tr> <tr><td>Steel</td><td>A500</td></tr> <tr><td>Ecm</td><td>34,0 GPa</td></tr> <tr><td>Es</td><td>200 GPa</td></tr> <tr><td>fct,eff</td><td>3,2 MPa</td></tr> <tr><td>$\varphi(\infty, t_0)$</td><td>1,567</td></tr> <tr><td>$E_c(\infty, t_0)$</td><td>13,2 GPa</td></tr> <tr><td>α_e</td><td>5,88</td></tr> <tr><td>α, long term</td><td>15,10</td></tr> <tr><td>fcm</td><td>43 MPa</td></tr> </table>		Concrete Class	C35/45	Steel	A500	Ecm	34,0 GPa	Es	200 GPa	fct,eff	3,2 MPa	$\varphi(\infty, t_0)$	1,567	$E_c(\infty, t_0)$	13,2 GPa	α_e	5,88	α , long term	15,10	fcm	43 MPa	Calculation Parameters: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>Beam</th> <th>Element</th> </tr> <tr> <td>long</td> <td>Load duration</td> </tr> <tr> <td>kt</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td>k1</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>k2</td> <td>0,5</td> </tr> </table>		Beam	Element	long	Load duration	kt	0,4	k1	0,8	k2	0,5
b	0,20 m																																																						
bw	0,20 m																																																						
h1	1,20 m																																																						
h	1,20 m																																																						
c	0,090 m																																																						
cp																																																							
dst	1,102 m																																																						
dsc	0,098 m																																																						
Concrete Class	C35/45																																																						
Steel	A500																																																						
Ecm	34,0 GPa																																																						
Es	200 GPa																																																						
fct,eff	3,2 MPa																																																						
$\varphi(\infty, t_0)$	1,567																																																						
$E_c(\infty, t_0)$	13,2 GPa																																																						
α_e	5,88																																																						
α , long term	15,10																																																						
fcm	43 MPa																																																						
Beam	Element																																																						
long	Load duration																																																						
kt	0,4																																																						
k1	0,8																																																						
k2	0,5																																																						
Loads (QPC): <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Msd</td><td>307 kN.m</td></tr> <tr><td>P_{se}</td><td></td></tr> <tr><td>Nsd</td><td></td></tr> <tr><td>e, Nsd</td><td>0,60 m</td></tr> </table>		Msd	307 kN.m	P _{se}		Nsd		e, Nsd	0,60 m	Reinforcement: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th></th> <th>no.</th> <th>Φ (mm)</th> <th>// (cm)</th> <th>As (cm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Asc</td> <td>Main</td> <td>2</td> <td>16</td> <td></td> <td>4,02</td> </tr> <tr> <td>Additional</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Ast</td> <td>Main</td> <td>4</td> <td>16</td> <td></td> <td>8,04</td> </tr> <tr> <td>Additional</td> <td>4</td> <td>16</td> <td></td> <td>8,04</td> </tr> </tbody> </table>				no.	Φ (mm)	// (cm)	As (cm ²)	Asc	Main	2	16		4,02	Additional					Ast	Main	4	16		8,04	Additional	4	16		8,04	Prestress: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>Ap</th> <th>Φ_{eq} (mm)</th> <th>As (cm²)</th> </tr> <tr> <td>ξ</td> <td>smooth bars and wires post-tensioned $\leq$ C50/60</td> <td></td> </tr> </table>		Ap	Φ_{eq} (mm)	As (cm ²)	ξ	smooth bars and wires post-tensioned $\leq$ C50/60									
Msd	307 kN.m																																																						
P _{se}																																																							
Nsd																																																							
e, Nsd	0,60 m																																																						
		no.	Φ (mm)	// (cm)	As (cm ²)																																																		
Asc	Main	2	16		4,02																																																		
	Additional																																																						
Ast	Main	4	16		8,04																																																		
	Additional	4	16		8,04																																																		
Ap	Φ_{eq} (mm)	As (cm ²)																																																					
ξ	smooth bars and wires post-tensioned $\leq$ C50/60																																																						
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Φ stirup (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>no. Layers</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Asc</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Ast</td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>			Φ stirup (mm)	no. Layers		Asc	1	Ast	1																																														
	Φ stirup (mm)																																																						
no. Layers																																																							
Asc	1																																																						
Ast	1																																																						
Cracked section results $x = 0,39288$ m <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>σ_c, sup</td> <td>7,2 MPa</td> <td>ϵ_c, sup</td> <td>0,54243 ‰</td> </tr> <tr> <td>σ_c, inf</td> <td></td> <td>ϵ_c, inf</td> <td>-1,11436 ‰</td> </tr> <tr> <td>σ_s</td> <td>-195,8 MPa</td> <td>ϵ_s</td> <td>-0,98 ‰</td> </tr> <tr> <td>σ_s'</td> <td>81,4 MPa</td> <td>ϵ_s'</td> <td>0,41 ‰</td> </tr> </table> Cracking width calculation <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>$\Phi_{eq, st}$</td> <td>16 mm</td> <td>Eq.7.12</td> </tr> <tr> <td>$h_{c, eff}$</td> <td>0,24500 m</td> <td>7.3.2.(3)</td> </tr> <tr> <td>$A_{c, eff}$</td> <td>0,0490 m²</td> <td>7.3.2.(3)</td> </tr> <tr> <td>$p_{p, eff}$</td> <td>0,0328</td> <td>Eq.7.10</td> </tr> <tr> <td>ξ_1</td> <td>0,30</td> <td>Eq.7.5</td> </tr> <tr> <td>ξ</td> <td>0,3</td> <td>Table 6.2</td> </tr> <tr> <td>$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$</td> <td>7,464E-04</td> <td>Eq.7.9</td> </tr> <tr> <td>S_r, max</td> <td>0,3889 m</td> <td>Eq.7.11</td> </tr> </table>						σ_c , sup	7,2 MPa	ϵ_c , sup	0,54243 ‰	σ_c , inf		ϵ_c , inf	-1,11436 ‰	σ_s	-195,8 MPa	ϵ_s	-0,98 ‰	σ_s'	81,4 MPa	ϵ_s'	0,41 ‰	$\Phi_{eq, st}$	16 mm	Eq.7.12	$h_{c, eff}$	0,24500 m	7.3.2.(3)	$A_{c, eff}$	0,0490 m ²	7.3.2.(3)	$p_{p, eff}$	0,0328	Eq.7.10	ξ_1	0,30	Eq.7.5	ξ	0,3	Table 6.2	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	7,464E-04	Eq.7.9	S_r, max	0,3889 m	Eq.7.11										
σ_c , sup	7,2 MPa	ϵ_c , sup	0,54243 ‰																																																				
σ_c , inf		ϵ_c , inf	-1,11436 ‰																																																				
σ_s	-195,8 MPa	ϵ_s	-0,98 ‰																																																				
σ_s'	81,4 MPa	ϵ_s'	0,41 ‰																																																				
$\Phi_{eq, st}$	16 mm	Eq.7.12																																																					
$h_{c, eff}$	0,24500 m	7.3.2.(3)																																																					
$A_{c, eff}$	0,0490 m ²	7.3.2.(3)																																																					
$p_{p, eff}$	0,0328	Eq.7.10																																																					
ξ_1	0,30	Eq.7.5																																																					
ξ	0,3	Table 6.2																																																					
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	7,464E-04	Eq.7.9																																																					
S_r, max	0,3889 m	Eq.7.11																																																					
Geometry Strain (‰) Stresses (MPa)																																																							
Cracking Width Control <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>wk</td> <td>0,290 mm</td> <td>Eq.7.8</td> <td><</td> <td>0,300 mm</td> <td>Table 7.1N</td> </tr> </table>						wk	0,290 mm	Eq.7.8	<	0,300 mm	Table 7.1N																																												
wk	0,290 mm	Eq.7.8	<	0,300 mm	Table 7.1N																																																		

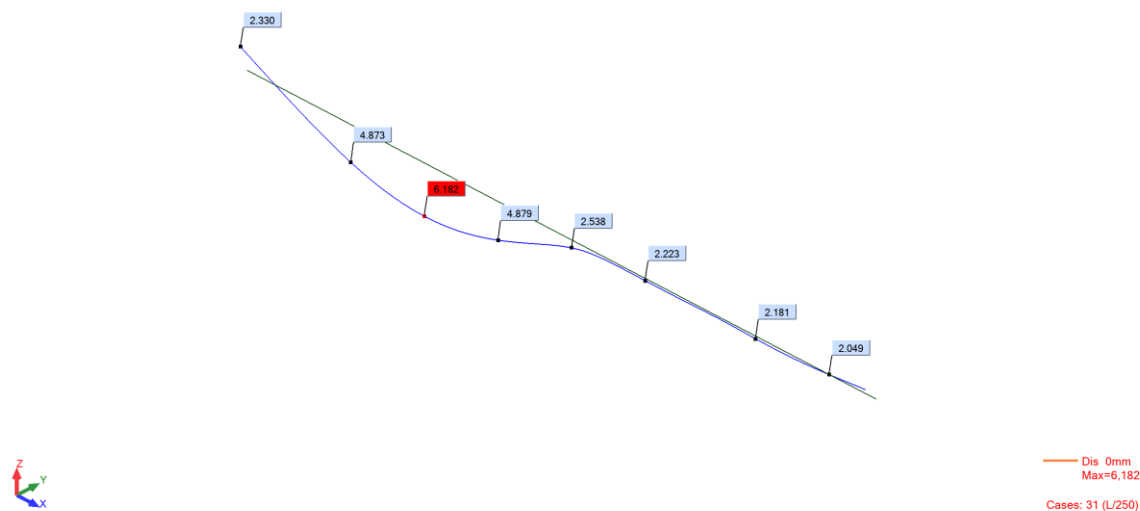
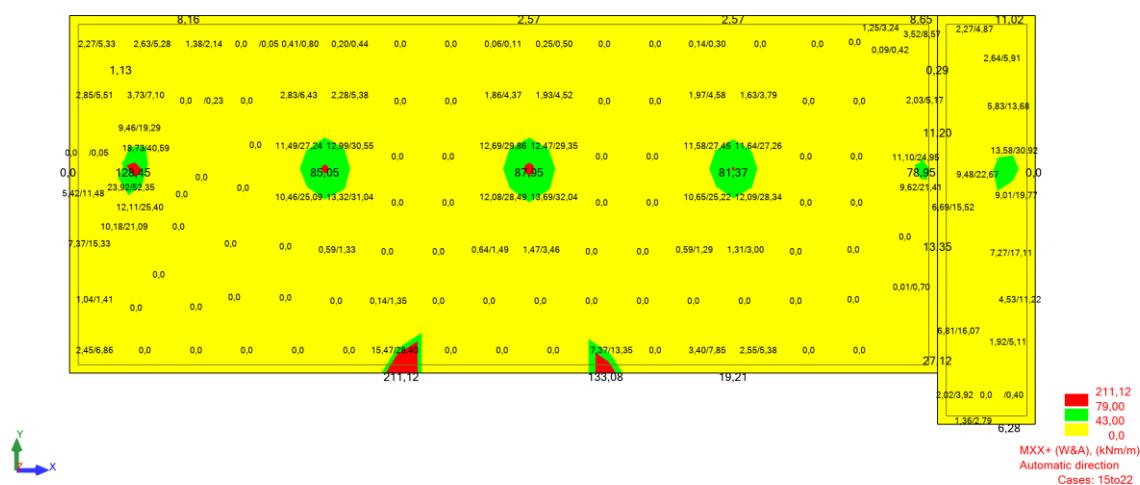


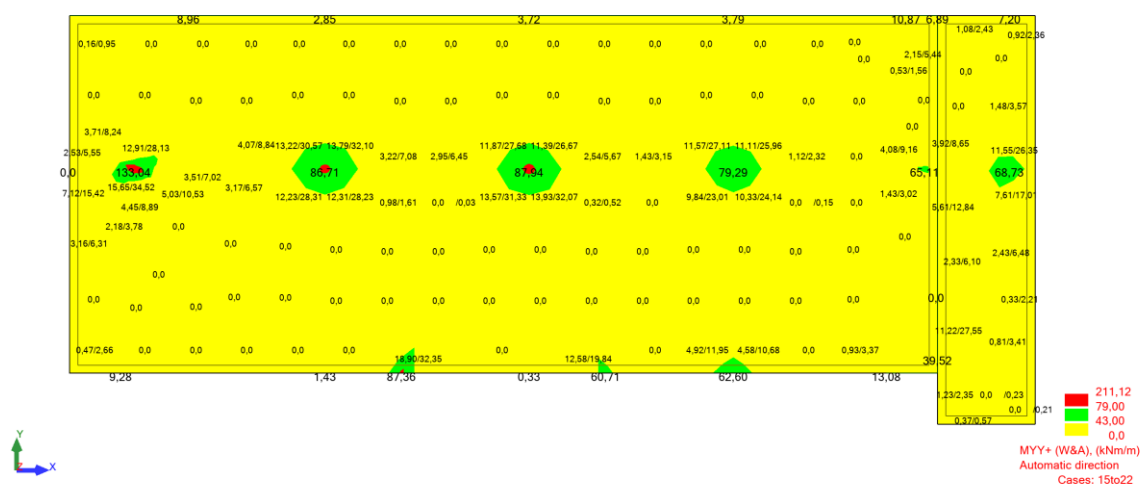
Figura 12 - Deformada a longo prazo

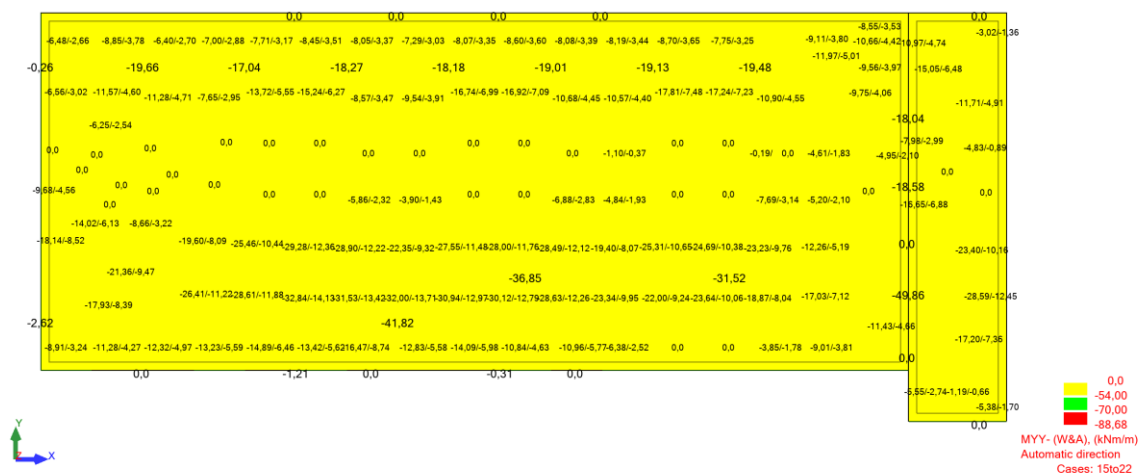
10.3 Lajes

10.3.1 COBERTURA

10.3.1.1 Esforços ULS









BENDING WITH OR WITHOUT AXIAL FORCE ON SLABS AND BEAMS ACCORDING TO EN 1992-1-1 2010

id project

id element

checked by

date

Geometry

b	1,00 m
bw	1,00 m
hf	0,20 m
h	0,20 m
yg	0,10 m

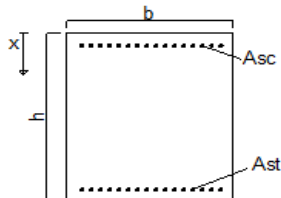
Axial Force

N	0 kN
---	------

Cover

c _{nom} (m)	0,045
d _{sc}	0,05 m
d _{st}	0,15 m

Scheme



Materials

Concrete	C35/45
Reinforcing steel	A500
Steel Class	B
f _{ck}	35 MPa Table 3.1
f _{cd}	23,3 MPa Table 3.1
f _{ctd}	2,1 MPa Eq (3.15)
f _{bd}	3,3 MPa Eq (8.2)
f _{syd}	435 MPa 3.2.7(2)
E _c	34,0 GPa Table 3.1
E _s	200 GPa 3.2.7(4)
f _{yd} /E _s	2,17 ‰ 3.2.7(2)
ε _{ud}	45,00 ‰ 3.2.7(2)
η	1 Eq. 3.21
λ	0,8 Eq. 3.19

Reinforcement Input

Asc	Main	Ø10 // 0,150	5,24 cm ²
	Additional		0,00 cm ²
Ast	Main	Ø10 // 0,150	5,24 cm ²
	Additional		0,00 cm ²

Nr. Layers of Reinf.

Asc	1
Ast	1

Stirrups (if any)

Nº legs	0
---------	---

Reinforcement summary

Asc	5,24 cm ²
Ast	5,24 cm ²
As,min (cm ²)	2,50 cm ² Eq (9.1N)
ρ	0,26% 9.2.1.1(3)

Internal Forces (kN)

x (m)	0,028
F _{c1}	-519
F _{st}	228
F _{sc}	293

Strains

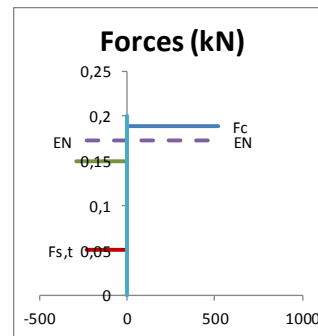
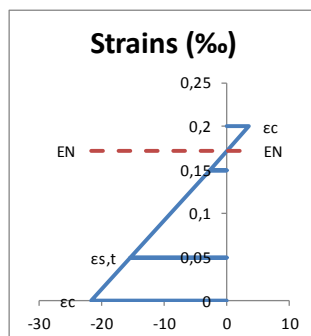
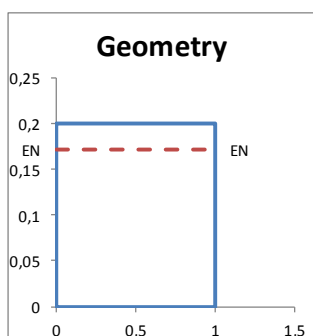
ε _{sc}	2,79 ‰
ε _{st}	15,38 ‰
ε _c	-3,50 ‰

Clear space between rebars

Asc	14,00 cm
Ast	14,00 cm

Shear w/o Stirrups

C _{rd,c}	0,12
k	2,00
ρ _l	0,35%
v _{min}	0,586 Eq. (6.3)
V _{rd,c}	87,8 kN Eq. (6.2)



Section Resistance

Bending Resistance (M _{rd})	43 kN.m
Shear Resistance (V _{rd})	88 kN



BENDING WITH OR WITHOUT AXIAL FORCE ON SLABS AND BEAMS ACCORDING TO EN 1992-1-1 2010

id project

id element

checked by

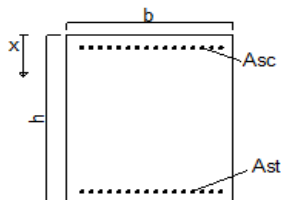
date

Geometry	
b	1,00 m
bw	1,00 m
hf	0,20 m
h	0,20 m
yg	0,10 m

Axial Force	
N	0 kN

Cover	
c _{nom} (m)	0,045
d _{sc}	0,05 m
d _{st}	0,15 m

Scheme



Materials	
Concrete	C35/45
Reinforcing steel	A500
Steel Class	B
f _{ck}	35 MPa Table 3.1
f _{cd}	23,3 MPa Table 3.1
f _{ctd}	2,1 MPa Eq (3.15)
f _{bd}	3,3 MPa Eq (8.2)
f _{syd}	435 MPa 3.2.7(2)
E _c	34,0 GPa Table 3.1
E _s	200 GPa 3.2.7(4)
f _{yd} /E _s	2,17 ‰ 3.2.7(2)
ε _{ud}	45,00 ‰ 3.2.7(2)
η	1 Eq. 3.21
λ	0,8 Eq. 3.19

Reinforcement Input

Asc	Main	Ø10 // 0,150	5,24 cm ²
	Additional		0,00 cm ²
Ast	Main	Ø10 // 0,150	5,24 cm ²
	Additional	Ø12 // 0,15	7,54 cm ²

Nr. Layers of Reinf.

Asc	1
Ast	1

Stirrups (if any)

Nº legs	0
---------	---

Reinforcement summary

Asc	5,24 cm ²
Ast	12,78 cm ²
As,min (cm ²)	2,49 cm ² Eq (9.1N)
ρ	0,64% 9.2.1.1(3)

Internal Forces (kN)

x (m)	0,037
F _{c1}	-687
F _{st}	555
F _{sc}	131

Strains

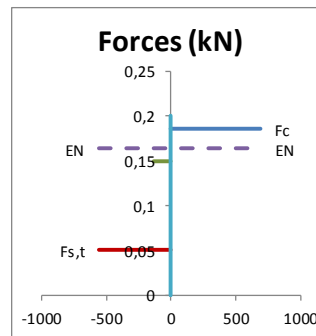
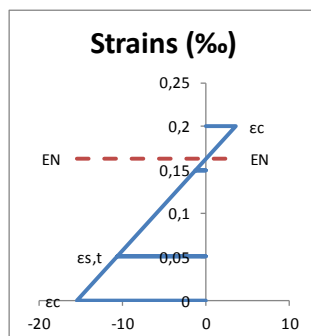
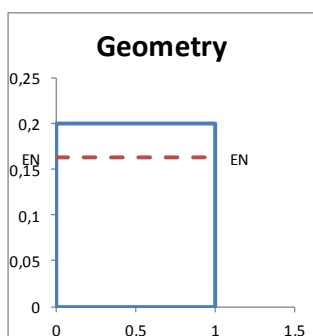
ε _{sc}	1,26 ‰
ε _{st}	10,71 ‰
ε _c	-3,50 ‰

Clear space between rebars

Asc	14,00 cm
Ast	14,00 cm

Shear w/o Stirrups

C _{rd,c}	0,12
k	2,00
ρ _l	0,86%
v _{min}	0,586 Eq. (6.3)
V _{rd,c}	111,3 kN Eq. (6.2)



Section Resistance

Bending Resistance (M _{rd})	79 kN.m
Shear Resistance (V _{rd})	111 kN



BENDING WITH OR WITHOUT AXIAL FORCE ON SLABS AND BEAMS ACCORDING TO EN 1992-1-1 2010

id project

id element

checked by

date

Geometry

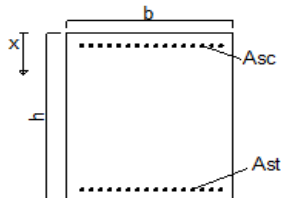
b	1,00 m
bw	1,00 m
hf	0,20 m
h	0,20 m
yg	0,10 m

Axial Force

N	0 kN
---	------

Cover

c _{nom} (m)	0,045
d _{sc}	0,05 m
d _{st}	0,15 m

Scheme**Materials**

Concrete	C35/45	
Reinforcing steel	A500	
Steel Class	B	
f _{ck}	35 MPa	Table 3.1
f _{cd}	23,3 MPa	Table 3.1
f _{ctd}	2,1 MPa	Eq (3.15)
f _{bd}	3,3 MPa	Eq (8.2)
f _{syd}	435 MPa	3.2.7(2)
E _c	34,0 GPa	Table 3.1
E _s	200 GPa	3.2.7(4)
f _{yd} /E _s	2,17 ‰	3.2.7(2)
ε _{ud}	45,00 ‰	3.2.7(2)
η	1	Eq. 3.21
λ	0,8	Eq. 3.19

Reinforcement Input

Asc	Main	Ø10 // 0,150	5,24 cm ²
	Additional		0,00 cm ²
Ast	Main	Ø12 // 0,150	7,54 cm ²
	Additional		0,00 cm ²

Nr. Layers of Reinf.

Asc	1
Ast	1

Stirrups (if any)

Nº legs	0
---------	---

Reinforcement summary

Asc	5,24 cm ²
Ast	7,54 cm ²
As,min (cm ²)	2,48 cm ² Eq (9.1N)
ρ	0,38% 9.2.1.1(3)

Internal Forces (kN)

x (m)	0,030
F _{c1}	-567
F _{st}	328
F _{sc}	236

Strains

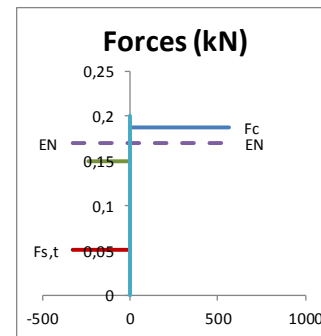
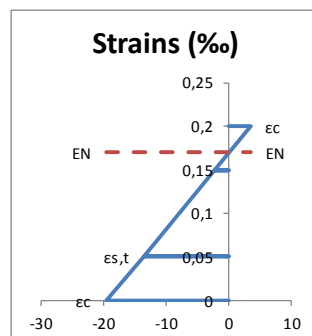
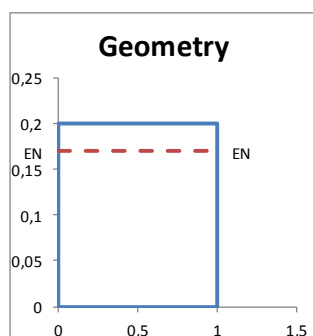
ε _{sc}	2,26 ‰
ε _{st}	13,65 ‰
ε _c	-3,50 ‰

Clear space between rebars

Asc	14,00 cm
Ast	13,80 cm

Shear w/o Stirrups

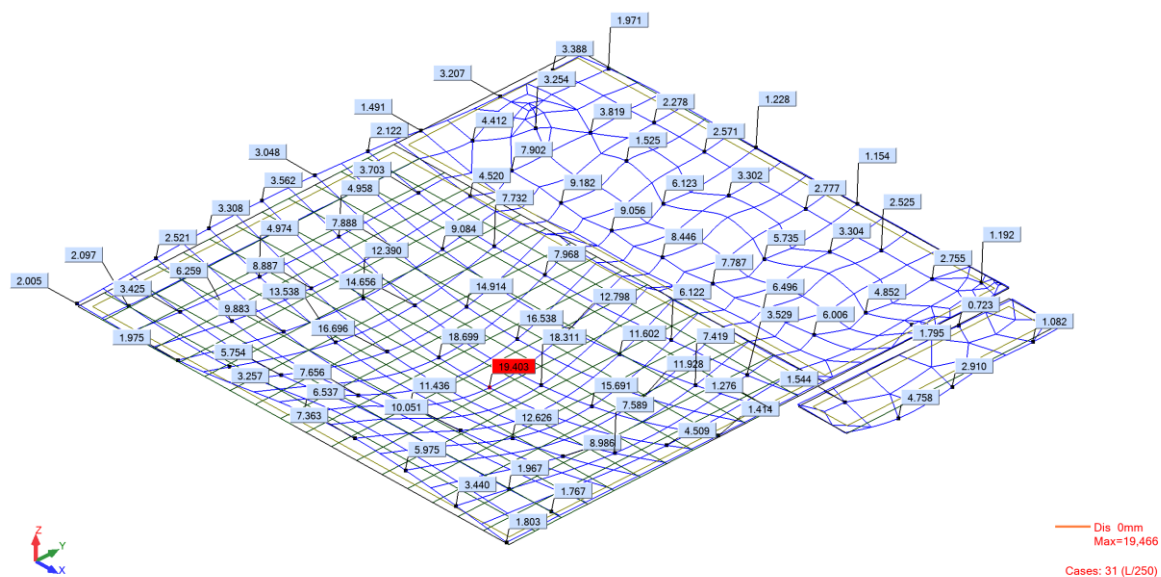
C _{rd,c}	0,12
k	2,00
ρ _l	0,51%
v _{min}	0,586 Eq. (6.3)
V _{rd,c}	93,2 kN Eq. (6.2)

**Section Resistance**

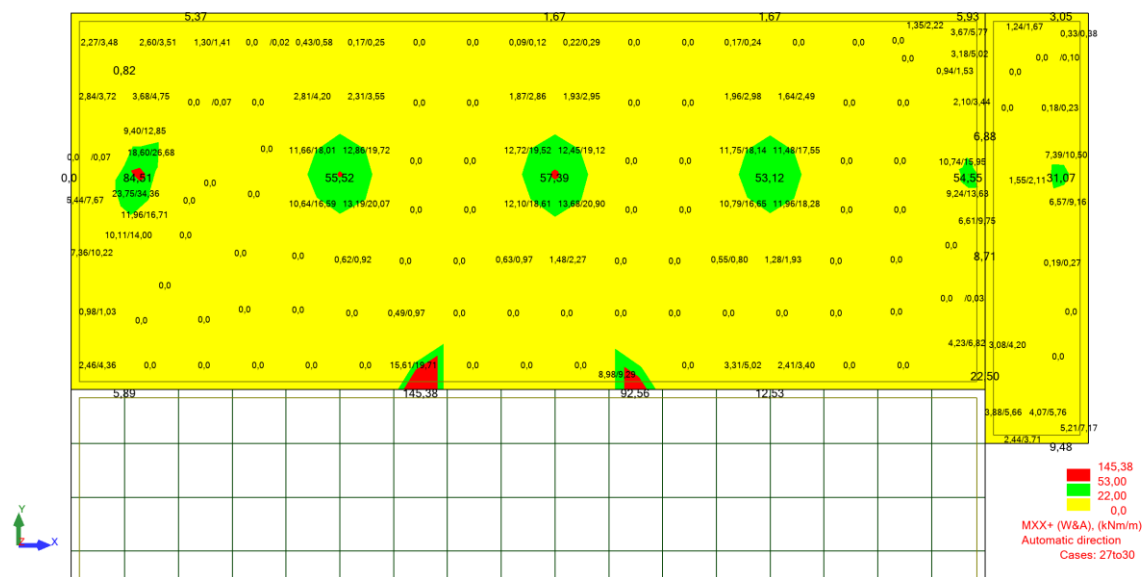
Bending Resistance (M _{rd})	54 kN.m
Shear Resistance (V _{rd})	93 kN

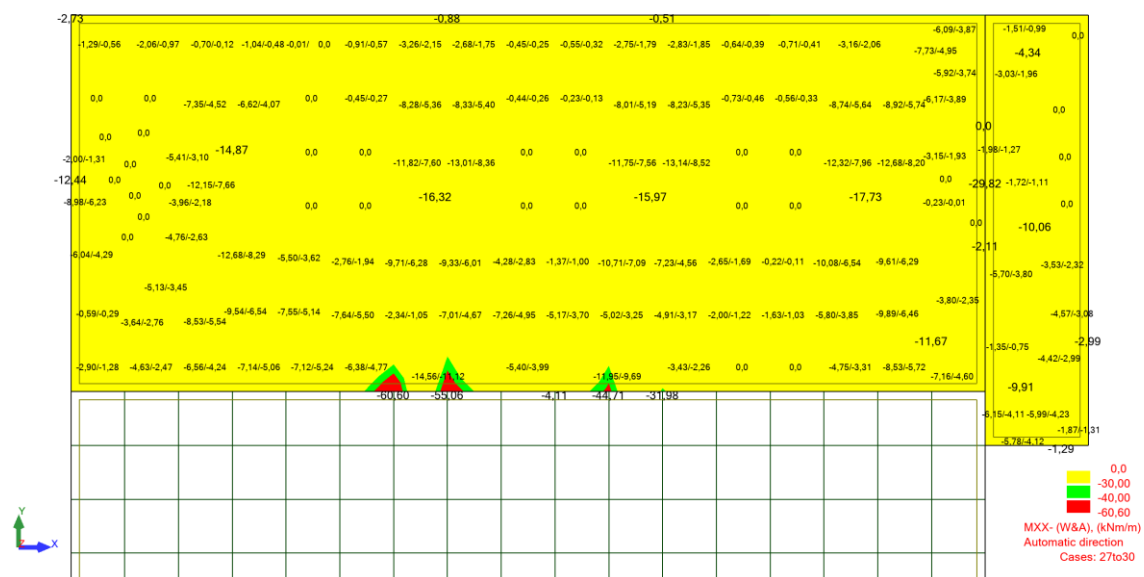
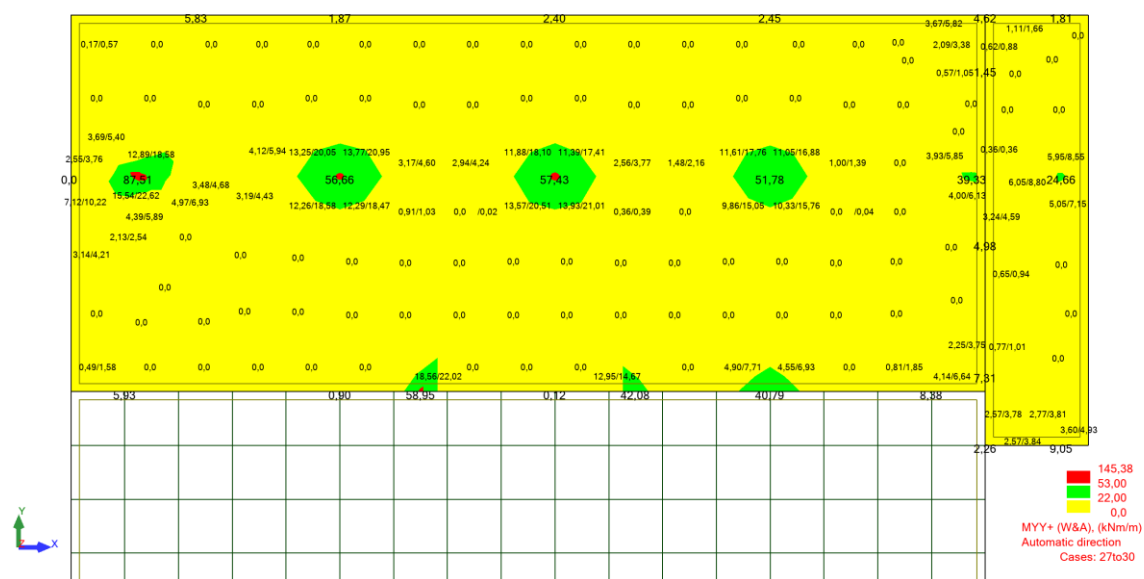


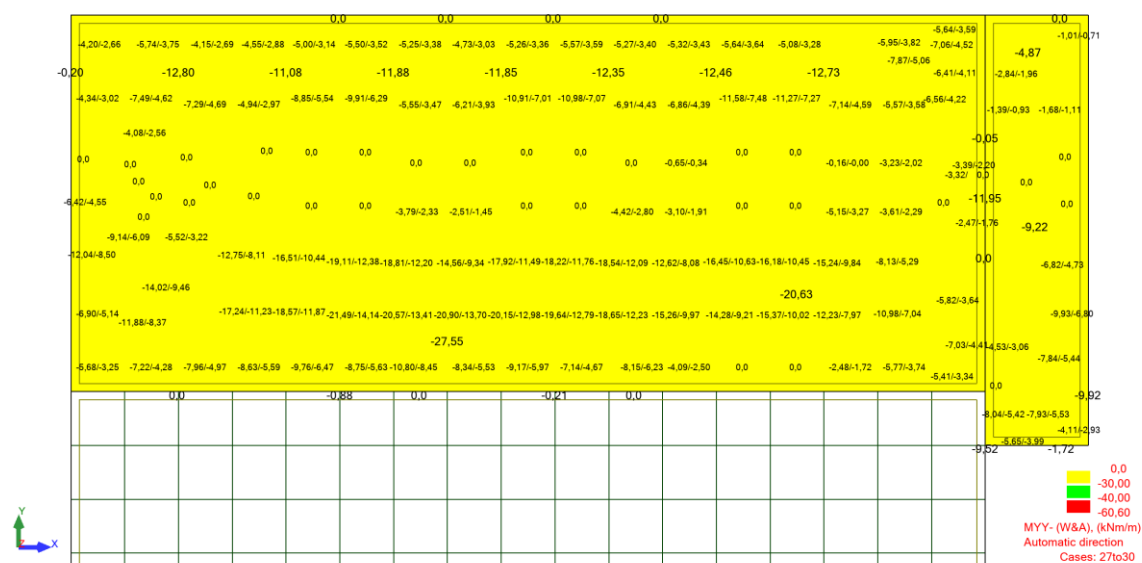
10.3.1.2 Deformada



10.3.1.3 Esforços SLS – Quase-Permanente









CRACK WIDTH CALCULATION ACCORDING TO EUROCODE 2 (EN 1992-1-1 2010)

spreadsheet

id project

id element

checked by

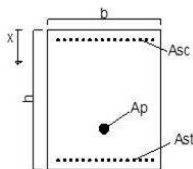
date

Geometry:

b	1,00 m
b _w	1,00 m
h ₁	0,20 m
h	0,20 m

Covers:

c	0,045 m
c _p	0,05 m
d _{st}	0,150 m
d _{sc}	0,050 m

Scheme:**Materials:**

Concrete Class	C35/45
Steel	A500
E _{cm}	34,0 GPa
E _s	200 GPa
f _{ct,eff}	3,2 MPa
φ (∞,t ₀)	1,517
E _c (∞,t ₀)	13,5 GPa
α _e	5,88
α, long term	14,81
f _{cm}	43 MPa

Calculation Parameters:

Beam	Element
long	Load duration
k _t	0,4
k ₁	0,8
k ₂	0,5

Loads (QPC):

M _{sd}	22 kN.m
P _∞	
N _{sd}	
e, N _{sd}	0,10 m

Reinforcement:

		no.	Φ (mm)	// (cm)	A _s (cm ²)
Asc	Main		10	15	5,24
	Additional				
Ast	Main		10	15	5,24
	Additional				

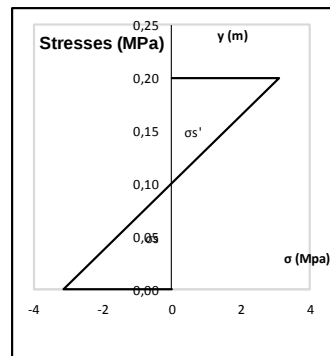
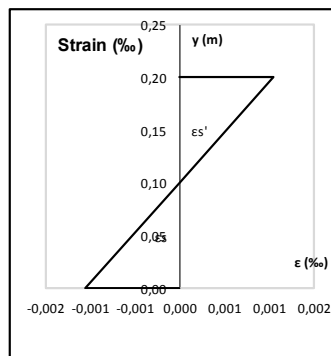
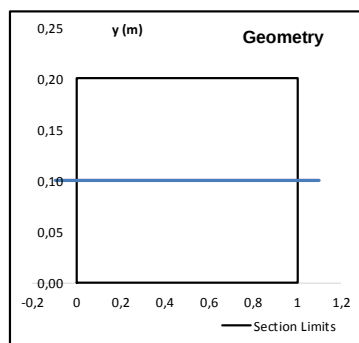
Prestress:

	Φ _{eq} (mm)	A _s (cm ²)
A _p		
ξ	smooth bars and wires post-tensioned ≤ C50/60	

	Φ stirrup (mm)	
no. Layers	Asc	1
	Ast	1

Non-Cracked section

σ _{c, sup}	3,1 MPa	ε _{c, sup}	0,00105 ‰
σ _{c, inf}	-3,1 MPa	ε _{c, inf}	-0,00105 ‰





CRACK WIDTH CALCULATION ACCORDING TO EUROCODE 2 (EN 1992-1-1 2010)

spreadsheet

id project

id element

checked by

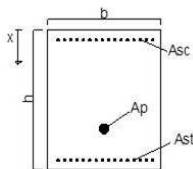
date

Geometry:

b	1,00 m
bw	1,00 m
h1	0,20 m
h	0,20 m

Covers:

c	0,045 m
cp	0,05 m
dst	0,150 m
dsc	0,050 m

Scheme:**Materials:**

Concrete Class	C35/45
Steel	A500
Ecm	34,0 GPa
Es	200 GPa
fct,eff	3,2 MPa
$\varphi(\infty, t_0)$	1,517
$E_c(\infty, t_0)$	13,5 GPa
α_e	5,88
α , long term	14,81
fcm	43 MPa

Calculation Parameters:

Beam	Element
long	Load duration
kt	0,4
k1	0,8
k2	0,5

Loads (QPC):

Msd	53 kN.m
P _{se}	
Nsd	
e, Nsd	0,10 m

Reinforcement:

		no.	Φ (mm)	// (cm)	As (cm ²)
Asc	Main		10	15	5,24
	Additional				
Ast	Main		10	15	5,24
	Additional		12	15	7,54

Prestress:

	Φ_{eq} (mm)	As (cm ²)
Ap		
ξ	smooth bars and wires post-tensioned $\leq$ C50/60	

	Φ stirrup (mm)	
no. Layers	Asc	1
	Ast	1

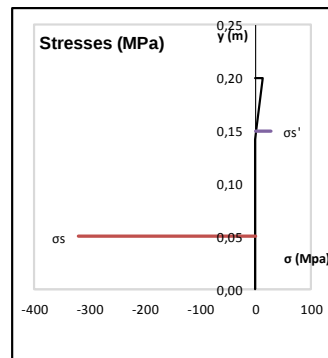
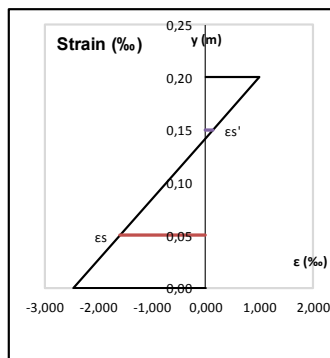
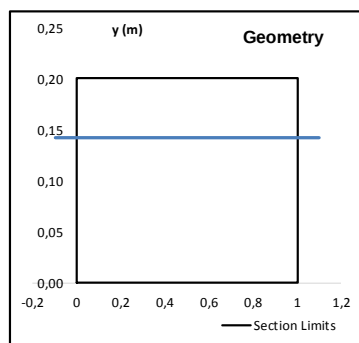
Cracked section results

$$x = 0,05796 \text{ m}$$

σ_c , sup	13,6 MPa	ϵ_c , sup	1,00778 ‰
σ_c , inf		ϵ_c , inf	-2,46971 ‰
σ_s	-320,1 MPa	ϵ_s	-1,60 ‰
σ_s'	27,7 MPa	ϵ_s'	0,14 ‰

Cracking width calculation

Φ_{eq} , st	11 mm	Eq.7.12
$h_{c,eff}$	0,04735 m	7.3.2.(3)
$A_{c,eff}$	0,0473 m ²	7.3.2.(3)
$p_{p,eff}$	0,0270	Eq.7.10
ξ_1	0,30	Eq.7.5
ξ	0,3	Table 6.2
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	1,326E-03	Eq.7.9
$S_{r,max}$	0,2234 m	Eq.7.11

**Cracking Width Control**

wk	0,296 mm	Eq.7.8	<	0,300 mm	Table 7.1N
----	----------	--------	---	----------	------------



		CRACK WIDTH CALCULATION ACCORDING TO EUROCODE 2 (EN 1992-1-1 2010)		spreadsheet																																																			
		id project		id element																																																			
		checked by		date																																																			
Geometry: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>b</td><td>1,00 m</td></tr> <tr><td>bw</td><td>1,00 m</td></tr> <tr><td>h1</td><td>0,20 m</td></tr> <tr><td>h</td><td>0,20 m</td></tr> </table>		b	1,00 m	bw	1,00 m	h1	0,20 m	h	0,20 m	Covers: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>c</td><td>0,045 m</td></tr> <tr><td>cp</td><td>0,05 m</td></tr> <tr><td>dst</td><td>0,149 m</td></tr> <tr><td>dsc</td><td>0,050 m</td></tr> </table>		c	0,045 m	cp	0,05 m	dst	0,149 m	dsc	0,050 m	Scheme: 		Materials: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Concrete Class</td><td>C35/45</td></tr> <tr><td>Steel</td><td>A500</td></tr> <tr><td>Ecm</td><td>34,0 GPa</td></tr> <tr><td>Es</td><td>200 GPa</td></tr> <tr><td>fct,eff</td><td>3,2 MPa</td></tr> <tr><td>$\varphi(\infty, t_0)$</td><td>1,517</td></tr> <tr><td>$E_c(\infty, t_0)$</td><td>13,5 GPa</td></tr> <tr><td>α_e</td><td>5,88</td></tr> <tr><td>α, long term</td><td>14,81</td></tr> <tr><td>fcm</td><td>43 MPa</td></tr> </table>		Concrete Class	C35/45	Steel	A500	Ecm	34,0 GPa	Es	200 GPa	fct,eff	3,2 MPa	$\varphi(\infty, t_0)$	1,517	$E_c(\infty, t_0)$	13,5 GPa	α_e	5,88	α , long term	14,81	fcm	43 MPa	Calculation Parameters: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>Beam</th> <th>Element</th> </tr> <tr> <td>long</td> <td>Load duration</td> </tr> <tr> <td>kt</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td>k1</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>k2</td> <td>0,5</td> </tr> </table>		Beam	Element	long	Load duration	kt	0,4	k1	0,8	k2	0,5
b	1,00 m																																																						
bw	1,00 m																																																						
h1	0,20 m																																																						
h	0,20 m																																																						
c	0,045 m																																																						
cp	0,05 m																																																						
dst	0,149 m																																																						
dsc	0,050 m																																																						
Concrete Class	C35/45																																																						
Steel	A500																																																						
Ecm	34,0 GPa																																																						
Es	200 GPa																																																						
fct,eff	3,2 MPa																																																						
$\varphi(\infty, t_0)$	1,517																																																						
$E_c(\infty, t_0)$	13,5 GPa																																																						
α_e	5,88																																																						
α , long term	14,81																																																						
fcm	43 MPa																																																						
Beam	Element																																																						
long	Load duration																																																						
kt	0,4																																																						
k1	0,8																																																						
k2	0,5																																																						
Loads (QPC): <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Msd</td><td>30 kN.m</td></tr> <tr><td>P_{se}</td><td></td></tr> <tr><td>Nsd</td><td></td></tr> <tr><td>e, Nsd</td><td>0,10 m</td></tr> </table>		Msd	30 kN.m	P _{se}		Nsd		e, Nsd	0,10 m	Reinforcement: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th></th> <th>no.</th> <th>Φ (mm)</th> <th>// (cm)</th> <th>As (cm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Asc</td> <td>Main</td> <td></td> <td>10</td> <td>15</td> <td>5,24</td> </tr> <tr> <td>Additional</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Ast</td> <td>Main</td> <td></td> <td>12</td> <td>15</td> <td>7,54</td> </tr> <tr> <td>Additional</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>				no.	Φ (mm)	// (cm)	As (cm ²)	Asc	Main		10	15	5,24	Additional					Ast	Main		12	15	7,54	Additional					Prestress: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th></th> <th>Φ_{eq} (mm)</th> <th>As (cm²)</th> </tr> <tr> <td>Ap</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>ξ</td> <td colspan="2">smooth bars and wires post-tensioned $\leq$ C50/60</td> </tr> </table>			Φ_{eq} (mm)	As (cm ²)	Ap			ξ	smooth bars and wires post-tensioned $\leq$ C50/60						
Msd	30 kN.m																																																						
P _{se}																																																							
Nsd																																																							
e, Nsd	0,10 m																																																						
		no.	Φ (mm)	// (cm)	As (cm ²)																																																		
Asc	Main		10	15	5,24																																																		
	Additional																																																						
Ast	Main		12	15	7,54																																																		
	Additional																																																						
	Φ_{eq} (mm)	As (cm ²)																																																					
Ap																																																							
ξ	smooth bars and wires post-tensioned $\leq$ C50/60																																																						
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>no. Layers</th> <th>Φ stirrup (mm)</th> <th></th> </tr> <tr> <td rowspan="2"></td> <td>Asc</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Ast</td> <td>1</td> </tr> </table>		no. Layers	Φ stirrup (mm)			Asc	1	Ast	1																																														
no. Layers	Φ stirrup (mm)																																																						
	Asc	1																																																					
	Ast	1																																																					
Cracked section results $x = 0,04788$ m <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>σ_c, sup</td> <td>9,5 MPa</td> <td>ϵ_c, sup</td> <td>0,70487 ‰</td> </tr> <tr> <td>σ_c, inf</td> <td></td> <td>ϵ_c, inf</td> <td>-2,23946 ‰</td> </tr> <tr> <td>σ_s</td> <td>-297,7 MPa</td> <td>ϵ_s</td> <td>-1,49 ‰</td> </tr> <tr> <td>σ_s'</td> <td>-6,2 MPa</td> <td>ϵ_s'</td> <td>-0,03 ‰</td> </tr> </table> Cracking width calculation <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>$\Phi_{eq, st}$</td><td>12 mm</td><td>Eq. 7.12</td></tr> <tr><td>$h_{c, eff}$</td><td>0,05071 m</td><td>7.3.2.(3)</td></tr> <tr><td>$A_{c, eff}$</td><td>0,0507 m²</td><td>7.3.2.(3)</td></tr> <tr><td>$p_{p, eff}$</td><td>0,0149</td><td>Eq. 7.10</td></tr> <tr><td>ξ_1</td><td>0,30</td><td>Eq. 7.5</td></tr> <tr><td>ξ</td><td>0,3</td><td>Table 6.2</td></tr> <tr><td>$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$</td><td>1,021E-03</td><td>Eq. 7.9</td></tr> <tr><td>$S_{r, max}$</td><td>0,2902 m</td><td>Eq. 7.11</td></tr> </table>						σ_c , sup	9,5 MPa	ϵ_c , sup	0,70487 ‰	σ_c , inf		ϵ_c , inf	-2,23946 ‰	σ_s	-297,7 MPa	ϵ_s	-1,49 ‰	σ_s'	-6,2 MPa	ϵ_s'	-0,03 ‰	$\Phi_{eq, st}$	12 mm	Eq. 7.12	$h_{c, eff}$	0,05071 m	7.3.2.(3)	$A_{c, eff}$	0,0507 m ²	7.3.2.(3)	$p_{p, eff}$	0,0149	Eq. 7.10	ξ_1	0,30	Eq. 7.5	ξ	0,3	Table 6.2	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	1,021E-03	Eq. 7.9	$S_{r, max}$	0,2902 m	Eq. 7.11										
σ_c , sup	9,5 MPa	ϵ_c , sup	0,70487 ‰																																																				
σ_c , inf		ϵ_c , inf	-2,23946 ‰																																																				
σ_s	-297,7 MPa	ϵ_s	-1,49 ‰																																																				
σ_s'	-6,2 MPa	ϵ_s'	-0,03 ‰																																																				
$\Phi_{eq, st}$	12 mm	Eq. 7.12																																																					
$h_{c, eff}$	0,05071 m	7.3.2.(3)																																																					
$A_{c, eff}$	0,0507 m ²	7.3.2.(3)																																																					
$p_{p, eff}$	0,0149	Eq. 7.10																																																					
ξ_1	0,30	Eq. 7.5																																																					
ξ	0,3	Table 6.2																																																					
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	1,021E-03	Eq. 7.9																																																					
$S_{r, max}$	0,2902 m	Eq. 7.11																																																					
Geometry Strain (‰) Stresses (MPa) 																																																							
Cracking Width Control <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>wk</td> <td style="background-color: #d9e1f2;">0,296 mm</td> <td>Eq. 7.8</td> <td><</td> <td style="background-color: #d9e1f2;">0,300 mm</td> <td>Table 7.1N</td> </tr> </table>						wk	0,296 mm	Eq. 7.8	<	0,300 mm	Table 7.1N																																												
wk	0,296 mm	Eq. 7.8	<	0,300 mm	Table 7.1N																																																		



10.4 Pilares

10.4.1 SECÇÃO [15X75]

1 Level:

Name : Level +3,80

Reference level : 0,00 (m)

Concrete creep coefficient : $\text{jp} = 2,34$

Cement class : N

Environment class : X0

Structure class : S1

2 Column: Column125..127 Number: 9

2.1 Material properties:

Concrete : C35/45 $f_{ck} = 35,00$ (MPa)

Unit weight : 2501,36 (kG/m³)

Aggregate size : 20,0 (mm)

Longitudinal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

Ductility class : C

Transversal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometry:

2.2.1 Rectangular 15,0 x 75,0 (cm)



2.2.2 Height: L = 4,30 (m)

2.2.3 Slab thickness = 0,00 (m)

2.2.4 Beam height = 1,00 (m)

2.2.5 Cover = 3,0 (cm)

2.3 Calculation options:

Calculations according to : EN 1992-1-1:2004/A1:2014

Seismic dispositions : No requirements

Precast column : no

Pre-design : no

Slenderness taken into account : yes

Compression : with bending

Ties : to slab

Fire resistance class : No requirements

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	gf	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5	design(Structural)	125	1,00	341,35	-			
12,50	0,00	-4,40	0,00					
ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5	design(Structural)	139	1,00	116,66	-0,50			
0,00	2,73	0,00						
ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5	design(Structural)	126	1,00	279,05	-8,59			
0,00	-8,34	0,00						
ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5	design(Structural)	134	1,00	316,46	31,60			
0,00	6,95	0,00						



ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	133	1,00	117,21	8,65
0,00 0,42 0,00				
ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	130	1,00	139,88	-0,64
0,00 5,79 0,00				
ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	129	1,00	111,55	5,49
0,00 3,57 0,00				
ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	128	1,00	169,78	7,61
0,00 -3,60 0,00				
ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	127	1,00	309,16	-
12,58 0,00 -7,94 0,00				
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5 design(Structural)	125	1,00	341,35	-12,50 0,00
-4,40 0,00				
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5 design(Structural)	139	1,00	116,66	-0,50 0,00
2,73 0,00				
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5 design(Structural)	126	1,00	279,05	-8,59 0,00
-8,34 0,00				
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5 design(Structural)	134	1,00	316,46	31,60 0,00
6,95 0,00				
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5 design(Structural)	133	1,00	117,21	8,65 0,00
0,42 0,00				
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5 design(Structural)	130	1,00	139,88	-0,64 0,00
5,79 0,00				
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5 design(Structural)	129	1,00	111,55	5,49 0,00
3,57 0,00				
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5 design(Structural)	128	1,00	169,78	7,61 0,00
-3,60 0,00				
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5 design(Structural)	127	1,00	309,16	-12,58 0,00
-7,94 0,00				
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 design(Structural)	125	1,00	251,53	-13,07 0,00
-3,40 0,00				



ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 2,27 0,00	design(Structural)	139	1,00	95,96	-0,46	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 -6,95 0,00	design(Structural)	126	1,00	240,20	-8,01	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 5,88 0,00	design(Structural)	134	1,00	273,44	26,74	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 0,38 0,00	design(Structural)	133	1,00	105,29	7,08	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 4,92 0,00	design(Structural)	130	1,00	123,77	0,71	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 3,03 0,00	design(Structural)	129	1,00	97,66	5,90	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 -3,12 0,00	design(Structural)	128	1,00	149,61	6,48	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 -6,72 0,00	design(Structural)	127	1,00	268,91	-10,76	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5 -3,40 0,00	design(Structural)	125	1,00	251,53	-13,07	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5 2,27 0,00	design(Structural)	139	1,00	95,96	-0,46	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5 -6,95 0,00	design(Structural)	126	1,00	240,20	-8,01	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5 5,88 0,00	design(Structural)	134	1,00	273,44	26,74	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5 0,38 0,00	design(Structural)	133	1,00	105,29	7,08	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5 4,92 0,00	design(Structural)	130	1,00	123,77	0,71	0,00
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5 3,03 0,00	design(Structural)	129	1,00	97,66	5,90	0,00



ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5 design(Structural)	128	1,00	149,61	6,48	0,00
-3,12 0,00					
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5 design(Structural)	127	1,00	268,91	-10,76	0,00
-6,72 0,00					
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	125	1,00	276,14	-9,11	0,00
-3,52 0,00					
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	139	1,00	91,78	-0,38	0,00
2,14 0,00					
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	126	1,00	216,78	-6,51	0,00
-6,54 0,00					
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	134	1,00	245,57	24,67	0,00
5,43 0,00					
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	133	1,00	89,91	6,81	0,00
0,32 0,00					
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	130	1,00	107,79	-0,83	0,00
4,51 0,00					
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	129	1,00	86,24	3,96	0,00
2,78 0,00					
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	128	1,00	130,99	5,93	0,00
-2,79 0,00					
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	127	1,00	239,44	-9,79	0,00
-6,20 0,00					
ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5 design(Structural)	125	1,00	276,14	-9,11	0,00
0,00					-3,52
ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5 design(Structural)	139	1,00	91,78	-0,38	0,00
0,00					2,14
ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5 design(Structural)	126	1,00	216,78	-6,51	0,00
0,00					-6,54
ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5 design(Structural)	134	1,00	245,57	24,67	0,00
0,00					5,43



ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5 0,00	design(Structural)	133	1,00	89,91	6,81	0,00	0,32
ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5 0,00	design(Structural)	130	1,00	107,79	-0,83	0,00	4,51
ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5 0,00	design(Structural)	129	1,00	86,24	3,96	0,00	2,78
ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5 0,00	design(Structural)	128	1,00	130,99	5,93	0,00	-2,79
ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5 0,00	design(Structural)	127	1,00	239,44	-9,79	0,00	-6,20
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1	design(Structural)	125	1,00	186,32	-9,68	0,00	-2,52
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1	design(Structural)	139	1,00	71,08	-0,34	0,00	1,68
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1	design(Structural)	126	1,00	177,92	-5,94	0,00	-5,15
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1	design(Structural)	134	1,00	202,55	19,81	0,00	4,35
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1	design(Structural)	133	1,00	78,00	5,24	0,00	0,28
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1	design(Structural)	130	1,00	91,68	0,53	0,00	3,65
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1	design(Structural)	129	1,00	72,34	4,37	0,00	2,25
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1	design(Structural)	128	1,00	110,82	4,80	0,00	-2,31
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1	design(Structural)	127	1,00	199,19	-7,97	0,00	-4,98
ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5 0,00	design(Structural)	125	1,00	186,32	-9,68	0,00	-2,52
ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5 0,00	design(Structural)	139	1,00	71,08	-0,34	0,00	1,68
ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5 0,00	design(Structural)	126	1,00	177,92	-5,94	0,00	-5,15
ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5 0,00	design(Structural)	134	1,00	202,55	19,81	0,00	4,35
ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5 0,00	design(Structural)	133	1,00	78,00	5,24	0,00	0,28



ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5 0,00	design(Structural)	130	1,00	91,68	0,53	0,00	3,65
ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5 0,00	design(Structural)	129	1,00	72,34	4,37	0,00	2,25
ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5 0,00	design(Structural)	128	1,00	110,82	4,80	0,00	-2,31
ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5 0,00	design(Structural)	127	1,00	199,19	-7,97	0,00	-4,98
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00 246,20 -9,30 0,00 -3,18 0,00	Design SLS(CHR)	125	1,00				
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00 -0,37 0,00 1,99 0,00	Design SLS(CHR)	139	1,00	84,88			
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00 203,83 -6,32 0,00 -6,07 0,00	Design SLS(CHR)	126	1,00				
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00 231,23 23,05 0,00 5,07 0,00	Design SLS(CHR)	134	1,00				
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00 6,29 0,00 0,31 0,00	Design SLS(CHR)	133	1,00	85,94			
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00 102,42 -0,38 0,00 4,22 0,00	Design SLS(CHR)	130	1,00				
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00 4,10 0,00 2,61 0,00	Design SLS(CHR)	129	1,00	81,60			
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00 124,27 5,55 0,00 -2,63 0,00	Design SLS(CHR)	128	1,00				
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00 226,03 -9,18 0,00 -5,79 0,00	Design SLS(CHR)	127	1,00				
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00 0,00 -3,18 0,00	Design SLS(CHR)	125	1,00	246,20 -9,30			
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00 0,00 1,99 0,00	Design SLS(CHR)	139	1,00	84,88 -0,37			



SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00 0,00 -6,07 0,00	Design SLS(CHR)	126	1,00	203,83 -6,32
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00 0,00 5,07 0,00	Design SLS(CHR)	134	1,00	231,23 23,05
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00 0,00 0,31 0,00	Design SLS(CHR)	133	1,00	85,94 6,29
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00 0,00 4,22 0,00	Design SLS(CHR)	130	1,00	102,42 -0,38
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00 0,00 2,61 0,00	Design SLS(CHR)	129	1,00	81,60 4,10
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00 0,00 -2,63 0,00	Design SLS(CHR)	128	1,00	124,27 5,55
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00 0,00 -5,79 0,00	Design SLS(CHR)	127	1,00	226,03 -9,18
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00 0,00 -2,52 0,00	Design SLS(CHR)	125	1,00	186,32 -9,68
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00 0,00 1,68 0,00	Design SLS(CHR)	139	1,00	71,08 -0,34
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00 0,00 -5,15 0,00	Design SLS(CHR)	126	1,00	177,92 -5,94
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00 0,00 4,35 0,00	Design SLS(CHR)	134	1,00	202,55 19,81
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00 0,00 0,28 0,00	Design SLS(CHR)	133	1,00	78,00 5,24
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00 0,00 3,65 0,00	Design SLS(CHR)	130	1,00	91,68 0,53
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00 0,00 2,25 0,00	Design SLS(CHR)	129	1,00	72,34 4,37
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00 0,00 -2,31 0,00	Design SLS(CHR)	128	1,00	110,82 4,80



SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00	Design SLS(CHR)	127	1,00	199,19	-7,97	
0,00 -4,98 0,00						
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(CHR)	125	1,00	186,32	-9,68	0,00
-2,52 0,00						
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(CHR)	139	1,00	71,08	-0,34	0,00
1,68 0,00						
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(CHR)	126	1,00	177,92	-5,94	0,00
-5,15 0,00						
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(CHR)	134	1,00	202,55	19,81	0,00
4,35 0,00						
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(CHR)	133	1,00	78,00	5,24	0,00
0,28 0,00						
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(CHR)	130	1,00	91,68	0,53	0,00
3,65 0,00						
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(CHR)	129	1,00	72,34	4,37	0,00
2,25 0,00						
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(CHR)	128	1,00	110,82	4,80	0,00
-2,31 0,00						
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(CHR)	127	1,00	199,19	-7,97	0,00
-4,98 0,00						
SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8	Design SLS(QPR)	125	1,00			
234,22 -9,38 0,00 -3,05 0,00						
SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8	Design SLS(QPR)	139	1,00	82,12		
-0,36 0,00 1,93 0,00						
SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8	Design SLS(QPR)	126	1,00			
198,65 -6,24 0,00 -5,89 0,00						
SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8	Design SLS(QPR)	134	1,00			
225,49 22,40 0,00 4,93 0,00						
SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8	Design SLS(QPR)	133	1,00	84,35		
6,08 0,00 0,30 0,00						



SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 100,27 -0,20 0,00 4,11 0,00	Design SLS(QPR)	130	1,00		
SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 4,15 0,00 2,53 0,00	Design SLS(QPR)	129	1,00	79,75	
SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 121,58 5,40 0,00 -2,56 0,00	Design SLS(QPR)	128	1,00		
SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 220,66 -8,94 0,00 -5,63 0,00	Design SLS(QPR)	127	1,00		
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8 0,00 -3,05 0,00	Design SLS(QPR)	125	1,00	234,22	-9,38
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8 0,00 1,93 0,00	Design SLS(QPR)	139	1,00	82,12	-0,36
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8 0,00 -5,89 0,00	Design SLS(QPR)	126	1,00	198,65	-6,24
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8 0,00 4,93 0,00	Design SLS(QPR)	134	1,00	225,49	22,40
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8 0,00 0,30 0,00	Design SLS(QPR)	133	1,00	84,35	6,08
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8 0,00 4,11 0,00	Design SLS(QPR)	130	1,00	100,27	-0,20
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8 0,00 2,53 0,00	Design SLS(QPR)	129	1,00	79,75	4,15
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8 0,00 -2,56 0,00	Design SLS(QPR)	128	1,00	121,58	5,40
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8 0,00 -5,63 0,00	Design SLS(QPR)	127	1,00	220,66	-8,94
SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8 0,00 -2,52 0,00	Design SLS(QPR)	125	1,00	186,32	-9,68
SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8 0,00 1,68 0,00	Design SLS(QPR)	139	1,00	71,08	-0,34



SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8 0,00 -5,15 0,00	Design SLS(QPR)	126	1,00	177,92	-5,94	
SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8 0,00 4,35 0,00	Design SLS(QPR)	134	1,00	202,55	19,81	
SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8 0,00 0,28 0,00	Design SLS(QPR)	133	1,00	78,00	5,24	
SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8 0,00 3,65 0,00	Design SLS(QPR)	130	1,00	91,68	0,53	
SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8 0,00 2,25 0,00	Design SLS(QPR)	129	1,00	72,34	4,37	
SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8 0,00 -2,31 0,00	Design SLS(QPR)	128	1,00	110,82	4,80	
SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8 0,00 -4,98 0,00	Design SLS(QPR)	127	1,00	199,19	-7,97	
SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00 -2,52 0,00	Design SLS(QPR)	125	1,00	186,32	-9,68	0,00
SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00 1,68 0,00	Design SLS(QPR)	139	1,00	71,08	-0,34	0,00
SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00 -5,15 0,00	Design SLS(QPR)	126	1,00	177,92	-5,94	0,00
SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00 4,35 0,00	Design SLS(QPR)	134	1,00	202,55	19,81	0,00
SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00 0,28 0,00	Design SLS(QPR)	133	1,00	78,00	5,24	0,00
SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00 3,65 0,00	Design SLS(QPR)	130	1,00	91,68	0,53	0,00
SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00 2,25 0,00	Design SLS(QPR)	129	1,00	72,34	4,37	0,00
SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00 -2,31 0,00	Design SLS(QPR)	128	1,00	110,82	4,80	0,00



SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00		Design SLS(QPR)	127	1,00	199,19	-7,97	0,00	-4,98	0,00
ACC_1.1	design ACC(Structural)	125	1,00	252,92	42,00	0,00	-5,65	0,00	
ACC_1.1	design ACC(Structural)	139	1,00	93,67	52,45	0,00	-1,56	0,00	
ACC_1.1	design ACC(Structural)	126	1,00	205,12	50,34	0,00	-9,61	0,00	
ACC_1.1	design ACC(Structural)	134	1,00	251,30	102,03	0,00	2,74	0,00	
ACC_1.1	design ACC(Structural)	133	1,00	112,60	75,71	0,00	-1,82	0,00	
ACC_1.1	design ACC(Structural)	130	1,00	101,68	49,91	0,00	0,76	0,00	
ACC_1.1	design ACC(Structural)	129	1,00	84,22	54,41	0,00	-0,71	0,00	
ACC_1.1	design ACC(Structural)	128	1,00	138,08	55,53	0,00	-6,12	0,00	
ACC_1.1	design ACC(Structural)	127	1,00	230,90	47,35	0,00	-9,30	0,00	
ACC_1.2	design ACC(Structural)	125	1,00	215,52	-60,76	0,00	-0,45	0,00	
ACC_1.2	design ACC(Structural)	139	1,00	70,58	-53,18	0,00	5,41	0,00	
ACC_1.2	design ACC(Structural)	126	1,00	192,18	-62,83	0,00	-2,17	0,00	
ACC_1.2	design ACC(Structural)	134	1,00	199,69	-57,23	0,00	7,11	0,00	
ACC_1.2	design ACC(Structural)	133	1,00	56,10	-63,55	0,00	2,43	0,00	
ACC_1.2	design ACC(Structural)	130	1,00	98,87	-50,30	0,00	7,46	0,00	
ACC_1.2	design ACC(Structural)	129	1,00	75,28	-46,11	0,00	5,78	0,00	
ACC_1.2	design ACC(Structural)	128	1,00	105,07	-44,73	0,00	0,99	0,00	
ACC_1.2	design ACC(Structural)	127	1,00	210,41	-65,23	0,00	-1,95	0,00	
ACC_1.3	design ACC(Structural)	125	1,00	225,65	-38,22	0,00	-5,57	0,00	
ACC_1.3	design ACC(Structural)	139	1,00	80,49	-32,53	0,00	-1,46	0,00	
ACC_1.3	design ACC(Structural)	126	1,00	195,69	-38,29	0,00	-9,56	0,00	
ACC_1.3	design ACC(Structural)	134	1,00	250,87	100,41	0,00	6,47	0,00	
ACC_1.3	design ACC(Structural)	133	1,00	96,69	74,53	0,00	1,59	0,00	
ACC_1.3	design ACC(Structural)	130	1,00	99,34	-32,02	0,00	0,82	0,00	
ACC_1.3	design ACC(Structural)	129	1,00	77,32	-25,88	0,00	-0,66	0,00	



ACC_1.3	design ACC(Structural)	128	1,00	110,96	-23,36	0,00	-6,01	0,00
ACC_1.3	design ACC(Structural)	127	1,00	221,71	-40,73	0,00	-9,25	0,00
ACC_1.4	design ACC(Structural)	125	1,00	242,80	19,47	0,00	-0,54	0,00
ACC_1.4	design ACC(Structural)	139	1,00	83,76	31,81	0,00	5,31	0,00
ACC_1.4	design ACC(Structural)	126	1,00	201,61	25,80	0,00	-2,22	0,00
ACC_1.4	design ACC(Structural)	134	1,00	200,12	-55,61	0,00	3,38	0,00
ACC_1.4	design ACC(Structural)	133	1,00	72,01	-62,37	0,00	-0,98	0,00
ACC_1.4	design ACC(Structural)	130	1,00	101,20	31,63	0,00	7,39	0,00
ACC_1.4	design ACC(Structural)	129	1,00	82,18	34,18	0,00	5,72	0,00
ACC_1.4	design ACC(Structural)	128	1,00	132,20	34,16	0,00	0,88	0,00
ACC_1.4	design ACC(Structural)	127	1,00	219,61	22,85	0,00	-2,00	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	125	1,00	276,82	114,71	0,00	-4,04	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	139	1,00	103,55	130,56	0,00	0,64	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	126	1,00	213,38	130,80	0,00	-7,20	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	134	1,00	234,67	51,11	0,00	-0,78	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	133	1,00	114,97	30,86	0,00	-4,95	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	130	1,00	103,85	125,75	0,00	2,90	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	129	1,00	90,43	127,95	0,00	1,38	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	128	1,00	163,25	127,29	0,00	-3,89	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	127	1,00	236,34	127,26	0,00	-6,92	0,00
ACC_2.2	design ACC(Structural)	125	1,00	191,63	-133,47	0,00	-2,07	0,00
ACC_2.2	design ACC(Structural)	139	1,00	60,70	-131,28	0,00	3,22	0,00
ACC_2.2	design ACC(Structural)	126	1,00	183,92	-143,29	0,00	-4,58	0,00
ACC_2.2	design ACC(Structural)	134	1,00	216,31	-6,31	0,00	10,63	0,00
ACC_2.2	design ACC(Structural)	133	1,00	53,73	-18,70	0,00	5,56	0,00
ACC_2.2	design ACC(Structural)	130	1,00	96,69	-126,14	0,00	5,31	0,00
ACC_2.2	design ACC(Structural)	129	1,00	69,07	-119,65	0,00	3,69	0,00



ACC_2.2	design ACC(Structural)	128	1,00	79,91	-116,49	0,00	-1,24	0,00
ACC_2.2	design ACC(Structural)	127	1,00	204,98	-145,15	0,00	-4,33	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	125	1,00	273,44	107,20	0,00	-2,33	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	139	1,00	100,24	123,68	0,00	2,93	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	126	1,00	212,21	122,62	0,00	-4,73	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	134	1,00	217,61	-1,44	0,00	-0,57	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	133	1,00	101,44	-15,17	0,00	-4,67	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	130	1,00	103,69	119,65	0,00	5,11	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	129	1,00	89,75	121,21	0,00	3,52	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	128	1,00	161,29	120,17	0,00	-1,56	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	127	1,00	232,57	119,10	0,00	-4,49	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	125	1,00	195,00	-125,96	0,00	-3,77	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	139	1,00	64,00	-124,40	0,00	0,92	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	126	1,00	185,09	-135,11	0,00	-7,04	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	134	1,00	233,37	46,24	0,00	10,42	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	133	1,00	67,26	27,33	0,00	5,28	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	130	1,00	96,85	-120,04	0,00	3,10	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	129	1,00	69,75	-112,91	0,00	1,54	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	128	1,00	81,87	-109,37	0,00	-3,57	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	127	1,00	208,75	-136,98	0,00	-6,77	0,00
ACC_3.1	design ACC(Structural)	125	1,00	272,12	93,43	0,00	-9,33	0,00
ACC_3.1	design ACC(Structural)	139	1,00	106,71	104,54	0,00	-6,49	0,00
ACC_3.1	design ACC(Structural)	126	1,00	211,77	106,93	0,00	-14,88	0,00
ACC_3.1	design ACC(Structural)	134	1,00	287,97	214,99	0,00	0,70	0,00
ACC_3.1	design ACC(Structural)	133	1,00	148,47	174,60	0,00	-3,91	0,00
ACC_3.1	design ACC(Structural)	130	1,00	103,04	99,03	0,00	-3,99	0,00
ACC_3.1	design ACC(Structural)	129	1,00	88,73	104,13	0,00	-5,31	0,00



ACC_3.1	design ACC(Structural)	128	1,00	154,16	105,55	0,00	-11,15	0,00
ACC_3.1	design ACC(Structural)	127	1,00	242,99	103,66	0,00	-14,52	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	125	1,00	196,32	-112,19	0,00	3,23	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	139	1,00	57,54	-105,26	0,00	10,34	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	126	1,00	185,53	-119,42	0,00	3,10	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	134	1,00	163,02	-170,18	0,00	9,15	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	133	1,00	20,23	-162,44	0,00	4,52	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	130	1,00	97,50	-99,42	0,00	12,20	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	129	1,00	70,77	-95,83	0,00	10,38	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	128	1,00	89,00	-94,75	0,00	6,02	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	127	1,00	198,33	-121,54	0,00	3,27	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	125	1,00	220,82	-57,50	0,00	-9,16	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	139	1,00	81,89	-55,43	0,00	-6,31	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	126	1,00	194,03	-59,83	0,00	-14,77	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	134	1,00	286,81	211,12	0,00	7,73	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	133	1,00	118,54	171,52	0,00	2,51	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	130	1,00	98,64	-55,19	0,00	-3,86	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	129	1,00	75,75	-47,00	0,00	-5,19	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	128	1,00	103,12	-42,86	0,00	-10,91	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	127	1,00	225,69	-62,06	0,00	-14,39	0,00
ACC_3.4	design ACC(Structural)	125	1,00	247,63	38,74	0,00	3,06	0,00
ACC_3.4	design ACC(Structural)	139	1,00	82,36	54,71	0,00	10,16	0,00
ACC_3.4	design ACC(Structural)	126	1,00	203,26	47,34	0,00	2,99	0,00
ACC_3.4	design ACC(Structural)	134	1,00	164,17	-166,31	0,00	2,12	0,00
ACC_3.4	design ACC(Structural)	133	1,00	50,16	-159,36	0,00	-1,90	0,00
ACC_3.4	design ACC(Structural)	130	1,00	101,90	54,80	0,00	12,07	0,00
ACC_3.4	design ACC(Structural)	129	1,00	83,75	55,30	0,00	10,25	0,00



ACC_3.4	design ACC(Structural)	128	1,00	140,04	53,66	0,00	5,78	0,00
ACC_3.4	design ACC(Structural)	127	1,00	215,63	44,17	0,00	3,14	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	125	1,00	315,27	226,13	0,00	-5,37	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	139	1,00	123,41	247,91	0,00	-1,12	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	126	1,00	226,67	253,82	0,00	-9,02	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	134	1,00	247,86	91,76	0,00	-5,86	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	133	1,00	145,62	66,36	0,00	-9,66	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	130	1,00	107,05	238,51	0,00	1,23	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	129	1,00	100,05	238,98	0,00	-0,25	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	128	1,00	200,49	236,67	0,00	-5,74	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	127	1,00	251,18	249,55	0,00	-8,77	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	125	1,00	153,18	-244,89	0,00	-0,74	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	139	1,00	40,84	-248,63	0,00	4,97	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	126	1,00	170,62	-266,31	0,00	-2,76	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	134	1,00	203,13	-46,95	0,00	15,71	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	133	1,00	23,08	-54,20	0,00	10,27	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	130	1,00	93,49	-238,90	0,00	6,98	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	129	1,00	59,45	-230,68	0,00	5,32	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	128	1,00	42,67	-225,87	0,00	0,62	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	127	1,00	190,14	-267,43	0,00	-2,49	0,00
ACC_4.3	design ACC(Structural)	125	1,00	307,10	207,90	0,00	-1,24	0,00
ACC_4.3	design ACC(Structural)	139	1,00	115,29	231,29	0,00	4,43	0,00
ACC_4.3	design ACC(Structural)	126	1,00	223,84	233,96	0,00	-3,06	0,00
ACC_4.3	design ACC(Structural)	134	1,00	206,59	-35,34	0,00	-5,38	0,00
ACC_4.3	design ACC(Structural)	133	1,00	112,85	-44,96	0,00	-8,99	0,00
ACC_4.3	design ACC(Structural)	130	1,00	106,67	223,76	0,00	6,59	0,00
ACC_4.3	design ACC(Structural)	129	1,00	98,39	222,70	0,00	4,94	0,00



ACC_4.3	design ACC(Structural)	128	1,00	195,78	219,37	0,00	-0,10	0,00
ACC_4.3	design ACC(Structural)	127	1,00	242,06	229,72	0,00	-2,88	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	125	1,00	161,34	-226,66	0,00	-4,87	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	139	1,00	48,96	-232,02	0,00	-0,58	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	126	1,00	173,46	-246,45	0,00	-8,71	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	134	1,00	244,39	80,15	0,00	15,23	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	133	1,00	55,85	57,12	0,00	9,60	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	130	1,00	93,87	-224,15	0,00	1,63	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	129	1,00	61,11	-214,40	0,00	0,13	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	128	1,00	47,38	-208,57	0,00	-5,03	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	127	1,00	199,26	-247,60	0,00	-8,38	0,00

gf - load factor

2.5 Calculation results:

Column does not satisfy the rule: $h \leq 4b$

Safety factors $R_d/E_d = 1,02 > 1.0$

2.5.1 ULS/ALS Analysis

Design combination: ACC_4.1 (A)

Combination type: ALS

Internal forces:

$N_{sd} = 251,18 \text{ (kN)}$ $M_{sdy} = 249,55 \text{ (kN*m)}$ $M_{sdz} = -8,77 \text{ (kN*m)}$

Design forces:

Upper node



$$N = 251,18 \text{ (kN)} \quad N^*_{etotz} = 252,15 \text{ (kN*m)} \quad N^*_{etoty} = -33,20 \text{ (kN*m)}$$

Eccentricity:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
Initial	e0:	99,4 (cm)	-3,5 (cm)
Imperfection	ei:	1,0 (cm)	0,0 (cm)
I order (e0 + ei) e0Ed:		100,4 (cm)	-3,5 (cm)
II order	e2:	0,0 (cm)	9,7 (cm)
Minimal	eEdmin:	2,5 (cm)	2,0 (cm)
Total	eEd:	100,4 (cm)	-13,2 (cm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	I	Ilim	
4,30	4,30	19,86	48,29	Short column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

$$MA = 249,55 \text{ (kN*m)} \quad MB = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Case: Cross-section at the column end (Upper node), Slenderness not taken into account

$$M0 = 249,55 \text{ (kN*m)}$$

$$ea = q1 * lo / 2 = 1,0 \text{ (cm)}$$

$$q1 = q0 * ah * am = 0,00$$



$$q_0 = 0,01$$

$$a_h = 0,96$$

$$a_m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$$

$$m = 1,00$$

$$M_a = N \cdot e_a = 2,60 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{Edmin} = 6,28 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{0Ed} = \max(M_{Edmin}, M_0 + M_a) = 252,15 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

2.5.1.2.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	I	Ilim	
4,30	4,30	99,30	48,29	Slender column

2.5.1.2.2 Buckling analysis

$$M_A = -8,77 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_B = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Case: Cross-section at the column end (Upper node), Slenderness taken into account

$$M_0 = -8,77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_a = 0,0 \text{ (cm)}$$

Method based on nominal curvature

$$M_2 = N \cdot e_2 = 24,44 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$



$$e_2 = l_0^2 / c * (1/r) = 9,7 \text{ (cm)}$$

$$c = 10,00$$

$$(1/r) = K_r * K_f * (1/r_0) = 0,05$$

$$K_r = 1,00$$

$$K_f = 1 + b * j_{ef} = 1,00$$

$$b = 0.35 + f_{ck}/200 - l/150 = -0,14$$

$$j_{ef} = 2,34$$

$$1/r_0 = (f_{yd}/E_s)/(0.45*d) = 0,05$$

$$d = 10,6 \text{ (cm)} \quad (5.35)$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = 500,00 \text{ (MPa)}$$

$$M_{Edmin} = 5,02 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M_2) = -33,20 \text{ (kN*m)}$$

2.5.2 SLS analysis

Cracking

Design combination: SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 (A) (QPR)

Internal forces:

$$N = 234,22 \text{ (kN)} \quad M_y = -9,38 \text{ (kN*m)} \quad M_z = -3,05 \text{ (kN*m)}$$

$$s(N, M_y, M_z) < s_{cr}(N, M_y, M_z, A, s = 0)$$

$$w_{kmax} = 0,4 \text{ (mm)}$$

$$w_k = 0,0 \text{ (mm)}$$

Stresses in steel

Design combination: SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 (A) (QPR)



Internal forces:

$$N = 225,49 \text{ (kN)} \quad My = 22,40 \text{ (kN*m)} \quad Mz = 4,93 \text{ (kN*m)}$$

$$s(N, My, Mz) < scr(N, My, Mz, A s = 0)$$

$$sslim = 500,00 \text{ (MPa)}$$

$$aaxis = 171,2 \text{ (Deg)}$$

$$xaxis = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$ssmax = 53,80 \text{ (MPa)}$$

$$y = 10,3 \text{ (cm)}$$

$$z = 4,7 \text{ (cm)}$$

$$ssmin = -3,04 \text{ (MPa)}$$

$$y = 4,7 \text{ (cm)}$$

$$z = 70,3 \text{ (cm)}$$

$$sslim/ss = 9,29$$

Stress in concrete

$$\text{Design combination: SLS:QPR/1} = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.00 + 5 \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.8 + 4 \cdot 0.8 \text{ (A) (QPR)}$$

Internal forces:

$$N = 225,49 \text{ (kN)} \quad My = 22,40 \text{ (kN*m)} \quad Mz = 4,93 \text{ (kN*m)}$$

$$s(N, My, Mz) < scr(N, My, Mz, A s = 0)$$

$$sclim = 15,75 \text{ (MPa)}$$

$$aaxis = 171,2 \text{ (Deg)}$$

$$xaxis = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$scmax = 3,73 \text{ (MPa)}$$

$$scmin = -1,15 \text{ (MPa)}$$

$$sclim/scmax = 4,22$$



2.5.3 Reinforcement:

Real (provided) area $A_{sr} = 31,67 \text{ (cm}^2\text{)}$

Ratio: 2,81 %

10.4.2 SECÇÃO [15X100]

1 Level:

Name :

Reference level : 0,00 (m)

Concrete creep coefficient : $j_p = 2,33$

Cement class : N

Environment class : X0

Structure class : S1

2 Column: Column92 Number: 1

2.1 Material properties:

Concrete : C35/45 $f_{ck} = 35,00 \text{ (MPa)}$

Unit weight : 2501,36 (kG/m³)

Aggregate size : 20,0 (mm)

Longitudinal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00 \text{ (MPa)}$

Ductility class : C

Transversal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00 \text{ (MPa)}$



2.2 Geometry:

2.2.1 Rectangular 15,0 x 100,0 (cm)

2.2.2 Height: L = 4,30 (m)

2.2.3 Slab thickness = 0,20 (m)

2.2.4 Beam height = 1,00 (m)

2.2.5 Cover = 3,0 (cm)

2.3 Calculation options:

Calculations according to : EN 1992-1-1:2004/A1:2014

Seismic dispositions : No requirements

Precast column : no

Pre-design : no

Slenderness taken into account : yes

Compression : with bending

Ties : to slab

Fire resistance class : No requirements

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	gf	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)
ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5	design(Structural)	92	1,00	409,52	43,55			
0,00			13,92	0,00				
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5	design(Structural)	92	1,00	409,52	43,55	0,00		
13,92			0,00					



ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35	design(Structural)	92	1,00	306,43	31,38	0,00		
7,90	0,00							
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5	design(Structural)	92	1,00	306,43	31,38	0,00		
7,90	0,00							
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5	design(Structural)	92	1,00	330,07	35,42	0,00		
11,87	0,00							
ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5	design(Structural)	92	1,00	330,07	35,42	0,00	11,87	
0,00								
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1	design(Structural)	92	1,00	226,99	23,24	0,00	5,85	0,00
ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5	design(Structural)	92	1,00	226,99	23,24	0,00	5,85	
0,00								
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00	Design SLS(CHR)	92	1,00					
295,71	31,36	0,00	9,87	0,00				
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00	Design SLS(CHR)	92	1,00	295,71	31,36			
0,00	9,87	0,00						
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00	Design SLS(CHR)	92	1,00	226,99	23,24			
0,00	5,85	0,00						
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(CHR)	92	1,00	226,99	23,24	0,00		
5,85	0,00							
SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8	Design SLS(QPR)	92	1,00					
281,96	29,74	0,00	9,06	0,00				
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8	Design SLS(QPR)	92	1,00	281,96	29,74			
0,00	9,06	0,00						
SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8	Design SLS(QPR)	92	1,00	226,99	23,24			
0,00	5,85	0,00						
SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00	Design SLS(QPR)	92	1,00	226,99	23,24	0,00		
5,85	0,00							
ACC_1.1	design ACC(Structural)	92	1,00	300,11	176,22	0,00	6,58	0,00
ACC_1.2	design ACC(Structural)	92	1,00	263,82	-116,75	0,00	11,54	0,00
ACC_1.3	design ACC(Structural)	92	1,00	299,02	171,56	0,00	10,91	0,00



ACC_1.4	design ACC(Structural)	92	1,00	264,91	-112,09	0,00	7,21	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	92	1,00	289,46	84,78	0,00	2,46	0,00
ACC_2.2	design ACC(Structural)	92	1,00	274,47	-25,31	0,00	15,66	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	92	1,00	277,73	-11,32	0,00	2,67	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	92	1,00	286,20	70,80	0,00	15,45	0,00
ACC_3.1	design ACC(Structural)	92	1,00	325,63	383,39	0,00	4,31	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	92	1,00	238,30	-323,92	0,00	13,82	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	92	1,00	323,58	374,54	0,00	12,46	0,00
ACC_3.4	design ACC(Structural)	92	1,00	240,35	-315,07	0,00	5,67	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	92	1,00	299,25	159,41	0,00	-3,39	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	92	1,00	264,68	-99,94	0,00	21,52	0,00
ACC_4.3	design ACC(Structural)	92	1,00	270,82	-73,41	0,00	-2,93	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	92	1,00	293,11	132,88	0,00	21,06	0,00

gf - load factor

2.5 Calculation results:

Column does not satisfy the rule: $h \leq 4b$

Safety factors $R_d/E_d = 1,02 > 1.0$

2.5.1 ULS/ALS Analysis

Design combination: ACC_3.3 (A)

Combination type: ALS

Internal forces:

$N_{sd} = 323,58 \text{ (kN)}$ $M_{sdy} = 374,54 \text{ (kN*m)}$ $M_{sdz} = 12,46 \text{ (kN*m)}$



Design forces:

Upper node

$$N = 323,58 \text{ (kN)} \quad N^*_{etotz} = 377,90 \text{ (kN*m)} \quad N^*_{etoty} = 43,92 \text{ (kN*m)}$$

Eccentricity:		$e_z \text{ (My/N)}$	$e_y \text{ (Mz/N)}$
Initial e_0 :		115,7 (cm)	3,8 (cm)
Imperfection e_i :		1,0 (cm)	0,0 (cm)
I order ($e_0 + e_i$) e_{0Ed} :		116,8 (cm)	3,8 (cm)
II order e_2 :		0,0 (cm)	9,7 (cm)
Minimal e_{dmin} :		3,3 (cm)	2,0 (cm)
Total e_{Ed} :		116,8 (cm)	13,6 (cm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

$L \text{ (m)}$	$L_0 \text{ (m)}$	I	I_{lim}	
4,30	4,30	14,90	47,48	Short column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

$$M_A = 374,54 \text{ (kN*m)} \quad M_B = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Case: Cross-section at the column end (Upper node), Slenderness not taken into account

$$M_0 = 374,54 \text{ (kN*m)}$$



$$e_a = q_1 \cdot l_0 / 2 = 1,0 \text{ (cm)}$$

$$q_1 = q_0 \cdot a_h \cdot a_m = 0,00$$

$$q_0 = 0,01$$

$$a_h = 0,96$$

$$a_m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$$

$$m = 1,00$$

$$M_a = N \cdot e_a = 3,35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{Edmin} = 10,79 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{0Ed} = \max(M_{Edmin}, M_0 + M_a) = 377,90 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

2.5.1.2.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	I	Ilim	
4,30	4,30	99,30	47,48	Slender column

2.5.1.2.2 Buckling analysis

$$M_A = 12,46 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad M_B = 0,00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

Case: Cross-section at the column end (Upper node), Slenderness taken into account

$$M_0 = 12,46 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$e_a = 0,0 \text{ (cm)}$$



Method based on nominal curvature

$$M2 = N * e2 = 31,46 \text{ (kN*m)}$$

$$e2 = l_0^2 / c * (1/r) = 9,7 \text{ (cm)}$$

$$c = 10,00$$

$$(1/r) = K_r * K_f * (1/r_0) = 0,05$$

$$K_r = 1,00$$

$$K_f = 1 + b * j_{ef} = 1,00$$

$$b = 0.35 + f_{ck} / 200 - l / 150 = -0,14$$

$$j_{ef} = 2,33$$

$$1/r_0 = (f_{yd} / E_s) / (0.45 * d) = 0,05$$

$$d = 10,6 \text{ (cm)} \quad (5.35)$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = 500,00 \text{ (MPa)}$$

$$M_{Edmin} = 6,47 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M2) = 43,92 \text{ (kN*m)}$$

2.5.2 SLS analysis

Cracking

Design combination: SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 (A) (QPR)

Internal forces:

$$N = 281,96 \text{ (kN)} \quad M_y = 29,74 \text{ (kN*m)} \quad M_z = 9,06 \text{ (kN*m)}$$

$$s(N, M_y, M_z) < s_{cr}(N, M_y, M_z, A, s = 0)$$

$$w_{kmax} = 0,4 \text{ (mm)}$$

$$w_k = 0,0 \text{ (mm)}$$



Stresses in steel

Design combination: SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 (A) (QPR)

Internal forces:

$$N = 281,96 \text{ (kN)} \quad M_y = 29,74 \text{ (kN*m)} \quad M_z = 9,06 \text{ (kN*m)}$$

$$s(N, M_y, M_z) < s_{cr}(N, M_y, M_z, A, s = 0)$$

$$s_{slim} = 500,00 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_{axis} = 176,4 \text{ (Deg)}$$

$$x_{axis} = 4,9 \text{ (cm)}$$

$$s_{smax} = 53,90 \text{ (MPa)}$$

$$y = 10,3 \text{ (cm)}$$

$$z = 4,7 \text{ (cm)}$$

$$s_{smin} = -3,91 \text{ (MPa)}$$

$$y = 4,7 \text{ (cm)}$$

$$z = 95,3 \text{ (cm)}$$

$$s_{slim}/s_s = 9,28$$

Stress in concrete

Design combination: SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 (A) (QPR)

Internal forces:

$$N = 281,96 \text{ (kN)} \quad M_y = 29,74 \text{ (kN*m)} \quad M_z = 9,06 \text{ (kN*m)}$$

$$s(N, M_y, M_z) < s_{cr}(N, M_y, M_z, A, s = 0)$$

$$s_{clim} = 15,75 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_{axis} = 176,4 \text{ (Deg)}$$

$$x_{axis} = 4,9 \text{ (cm)}$$

$$s_{cmax} = 4,06 \text{ (MPa)}$$

$$s_{cmin} = -1,50 \text{ (MPa)}$$

$$s_{clim}/s_{cmax} = 3,88$$



2.5.3 Reinforcement:

Real (provided) area $A_{sr} = 36,19 \text{ (cm}^2\text{)}$

Ratio: $r = 2,41 \%$

10.4.3 SECÇÃO[15X135]

1 Level:

Name :

Reference level : 0,00 (m)

Concrete creep coefficient : $j_p = 2,32$

Cement class : N

Environment class : X0

Structure class : S1

2 Column: Column135 Number: 1

2.1 Material properties:

Concrete : C35/45 $f_{ck} = 35,00 \text{ (MPa)}$

Unit weight : 2501,36 (kG/m³)

Aggregate size : 20,0 (mm)

Longitudinal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00 \text{ (MPa)}$



Ductility class : C

Transversal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometry:

2.2.1 Rectangular 15,0 x 135,0 (cm)

2.2.2 Height: L = 4,30 (m)

2.2.3 Slab thickness = 0,00 (m)

2.2.4 Beam height = 1,00 (m)

2.2.5 Cover = 3,0 (cm)

2.3 Calculation options:

Calculations according to : EN 1992-1-1:2004/A1:2014

Seismic dispositions : No requirements

Precast column : no

Pre-design : no

Slenderness taken into account : yes

Compression : with bending

Ties : to slab

Fire resistance class : No requirements

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	gf	N	My(s)	My(i)	Mz(s)	Mz(i)
				(kN)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)



ULS/1=1*1.35 + 2*1.35 +5*1,35 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	135	1,00	828,94	-				
77,43 0,00 13,72 0,00								
ULS/2=1*1.35 + 2*1.35+5*1,35+3*1,5 design(Structural)	135	1,00	828,94	-77,43	0,00			
13,72 0,00								
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35 design(Structural)	135	1,00	713,73	-68,37	0,00			
11,55 0,00								
ULS/4=1*1.35 + 2*1.35 + 5*1.35+4*1,5 design(Structural)	135	1,00	713,73	-68,37	0,00			
11,55 0,00								
ULS/5=1*1 + 2*1 +5*1 +3*1.50+4*1,5 design(Structural)	135	1,00	643,89	-59,70	0,00			
10,73 0,00								
ULS/6=1*1 + 2*1+5*1+3*1,5 design(Structural)	135	1,00	643,89	-59,70	0,00	10,73		
0,00								
ULS/7=1*1 + 2*1 + 5*1 design(Structural)	135	1,00	528,69	-50,64	0,00	8,56	0,00	
ULS/8=1*1 + 2*1 + 5*1+4*1,5 design(Structural)	135	1,00	528,69	-50,64	0,00	8,56		
0,00								
SLS:CHR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00+3*1,00+4*1,00 Design SLS(CHR)	135	1,00						
605,49 -56,68 0,00 10,01 0,00								
SLS:CHR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*1,00 Design SLS(CHR)	135	1,00	605,49	-				
56,68 0,00 10,01 0,00								
SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*1,00 Design SLS(CHR)	135	1,00	528,69	-				
50,64 0,00 8,56 0,00								
SLS:CHR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00 Design SLS(CHR)	135	1,00	528,69	-50,64	0,00			
8,56 0,00								
SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 Design SLS(QPR)	135	1,00						
590,13 -55,48 0,00 9,72 0,00								
SLS:QPR/2=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8 Design SLS(QPR)	135	1,00	590,13	-				
55,48 0,00 9,72 0,00								
SLS:QPR/3=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+4*0.8 Design SLS(QPR)	135	1,00	528,69	-				
50,64 0,00 8,56 0,00								



SLS:QPR/4=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00 Design SLS(QPR) 135 1,00 528,69 -50,64 0,00
8,56 0,00

ACC_1.1	design ACC(Structural)	135	1,00	630,53	212,10	0,00	6,41	0,00
ACC_1.2	design ACC(Structural)	135	1,00	549,73	-323,05	0,00	13,02	0,00
ACC_1.3	design ACC(Structural)	135	1,00	629,87	206,53	0,00	12,30	0,00
ACC_1.4	design ACC(Structural)	135	1,00	550,40	-317,49	0,00	7,13	0,00
ACC_2.1	design ACC(Structural)	135	1,00	604,48	41,13	0,00	0,76	0,00
ACC_2.2	design ACC(Structural)	135	1,00	575,78	-152,08	0,00	18,67	0,00
ACC_2.3	design ACC(Structural)	135	1,00	577,77	-135,40	0,00	1,00	0,00
ACC_2.4	design ACC(Structural)	135	1,00	602,49	24,44	0,00	18,43	0,00
ACC_3.1	design ACC(Structural)	135	1,00	687,93	591,57	0,00	3,48	0,00
ACC_3.2	design ACC(Structural)	135	1,00	492,33	-702,52	0,00	15,96	0,00
ACC_3.3	design ACC(Structural)	135	1,00	686,16	578,43	0,00	14,56	0,00
ACC_3.4	design ACC(Structural)	135	1,00	494,11	-689,38	0,00	4,87	0,00
ACC_4.1	design ACC(Structural)	135	1,00	625,11	177,73	0,00	-7,14	0,00
ACC_4.2	design ACC(Structural)	135	1,00	555,16	-288,68	0,00	26,58	0,00
ACC_4.3	design ACC(Structural)	135	1,00	560,50	-249,25	0,00	-6,68	0,00
ACC_4.4	design ACC(Structural)	135	1,00	619,77	138,30	0,00	26,11	0,00

gf - load factor

2.5 Calculation results:

Column does not satisfy the rule: $h \leq 4b$

Safety factors $R_d/E_d = 1,02 > 1.0$

2.5.1 ULS/ALS Analysis



Design combination: ACC_3.3 (A)

Combination type: ALS

Internal forces:

$$N_{sd} = 686,16 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = 578,43 \text{ (kN*m)} \quad M_{sdz} = 14,56 \text{ (kN*m)}$$

Design forces:

Upper node

$$N = 686,16 \text{ (kN)} \quad N^*_{etotz} = 578,43 \text{ (kN*m)} \quad N^*_{etoty} = 88,31 \text{ (kN*m)}$$

Eccentricity: e_z (My/N) e_y (Mz/N)

Initial e_0 : 84,3 (cm) 2,1 (cm)

Imperfection e_i : 0,0 (cm) 1,0 (cm)

I order ($e_0 + e_i$) e_{0Ed} : 84,3 (cm) 3,2 (cm)

II order e_2 : 0,0 (cm) 9,7 (cm)

Minimal e_{Edmin} : 4,5 (cm) 2,0 (cm)

Total e_{Ed} : 84,3 (cm) 12,9 (cm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	L_0 (m)	I	I_{lim}	
4,30	4,30	11,03	39,28	Short column



2.5.1.1.2 Buckling analysis

$$M_A = 578,43 \text{ (kN*m)} \quad M_B = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Case: Cross-section at the column end (Upper node), Slenderness not taken into account

$$M_0 = 578,43 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$M_a = N * e_a = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Edmin} = 30,88 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{0Ed} = \max(M_{Edmin}, M_0 + M_a) = 578,43 \text{ (kN*m)}$$

2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

2.5.1.2.1 Slenderness analysis

Sway structure

L (m)	Lo (m)	I	Ilim	
4,30	4,30	99,30	39,28	Slender column

2.5.1.2.2 Buckling analysis

$$M_A = 14,56 \text{ (kN*m)} \quad M_B = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Case: Cross-section at the column end (Upper node), Slenderness taken into account

$$M_0 = 14,56 \text{ (kN*m)}$$

$$e_a = q_1 * l_0 / 2 = 1,0 \text{ (cm)}$$



$$q_1 = q_0 * a_h * a_m = 0,00$$

$$q_0 = 0,01$$

$$a_h = 0,96$$

$$a_m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$$

$$m = 1,00$$

Method based on nominal curvature

$$M_2 = N * e_2 = 66,64 \text{ (kN*m)}$$

$$e_2 = l_0^2 / c * (1/r) = 9,7 \text{ (cm)}$$

$$c = 10,00$$

$$(1/r) = K_r * K_f * (1/r_0) = 0,05$$

$$K_r = 1,00$$

$$K_f = 1 + b * j_{ef} = 1,00$$

$$b = 0.35 + f_{ck}/200 - l/150 = -0,14$$

$$j_{ef} = 2,32$$

$$1/r_0 = (f_{yd}/E_s)/(0.45*d) = 0,05$$

$$d = 10,6 \text{ (cm)} \quad (5.35)$$

$$E_s = 200000,00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{yd} = 500,00 \text{ (MPa)}$$

$$M_{Edmin} = 13,72 \text{ (kN*m)}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Edmin}, M_{0Ed} + M_2) = 88,31 \text{ (kN*m)}$$

2.5.2 SLS analysis

Cracking

Design combination: SLS:QPR/1=1*1.00 + 2*1.00+5*1.00+3*0.8+4*0.8 (A) (QPR)

Internal forces:



$$N = 590,13 \text{ (kN)} \quad M_y = -55,48 \text{ (kN*m)} \quad M_z = 9,72 \text{ (kN*m)}$$

$$s(N, M_y, M_z) < s_{cr} (N, M_y, M_z, A s = 0)$$

$$W_{kmax} = 0,4 \text{ (mm)}$$

$$W_k = 0,0 \text{ (mm)}$$

Stresses in steel

$$\text{Design combination: SLS:QPR/1} = 1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00 + 3*0.8 + 4*0.8 \text{ (A) (QPR)}$$

Internal forces:

$$N = 590,13 \text{ (kN)} \quad M_y = -55,48 \text{ (kN*m)} \quad M_z = 9,72 \text{ (kN*m)}$$

$$s(N, M_y, M_z) < s_{cr} (N, M_y, M_z, A s = 0)$$

$$s_{lim} = 500,00 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_{axis} = 183,4 \text{ (Deg)}$$

$$x_{axis} = 9,4 \text{ (cm)}$$

$$s_{max} = 62,37 \text{ (MPa)}$$

$$y = 10,6 \text{ (cm)}$$

$$z = 125,3 \text{ (cm)}$$

$$s_{min} = 11,23 \text{ (MPa)}$$

$$y = 4,4 \text{ (cm)}$$

$$z = 9,7 \text{ (cm)}$$

$$s_{lim}/s_s = 8,02$$

Stress in concrete

$$\text{Design combination: SLS:QPR/1} = 1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00 + 3*0.8 + 4*0.8 \text{ (A) (QPR)}$$

Internal forces:

$$N = 590,13 \text{ (kN)} \quad M_y = -55,48 \text{ (kN*m)} \quad M_z = 9,72 \text{ (kN*m)}$$

$$s(N, M_y, M_z) < s_{cr} (N, M_y, M_z, A s = 0)$$

$$s_{lim} = 15,75 \text{ (MPa)}$$



aaxis = 183,4 (Deg)

xaxis = 9,4 (cm)

scmax = 4,20 (MPa)

scmin = -0,42 (MPa)

sclim/scmax = 3,75

2.5.3 Reinforcement:

Real (provided) area Asr = 56,55 (cm²)

Ratio: r = 2,79 %



10.5 Muros

10.5.1 ESFORÇOS ULS

10.5.1.1 Esforço Axial

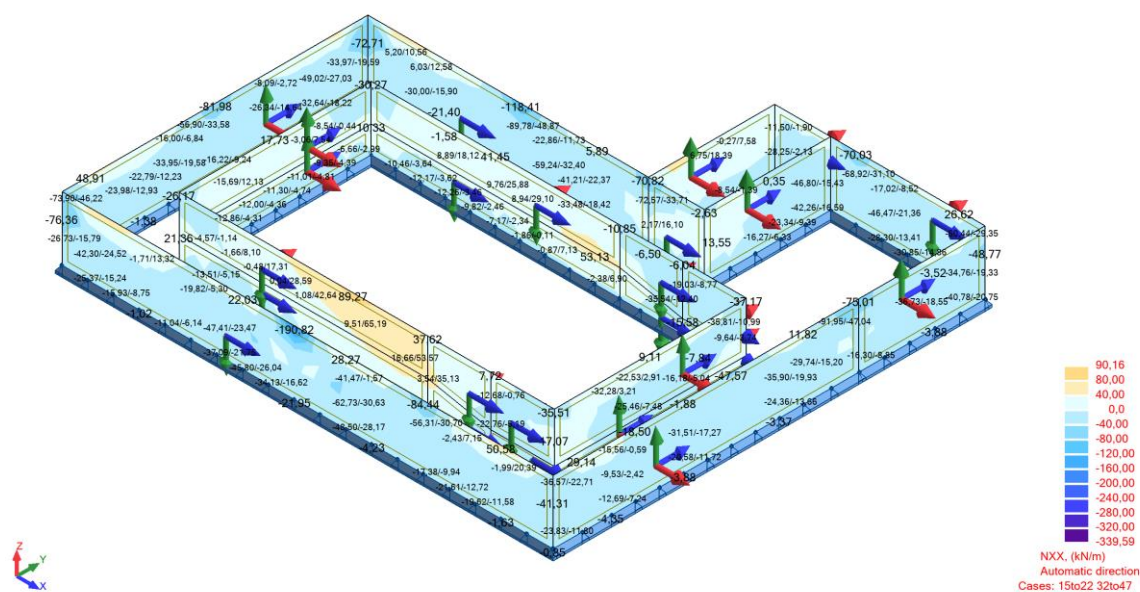


Figura 13 - Esforço Axial Direção xx, Envoltura Superior

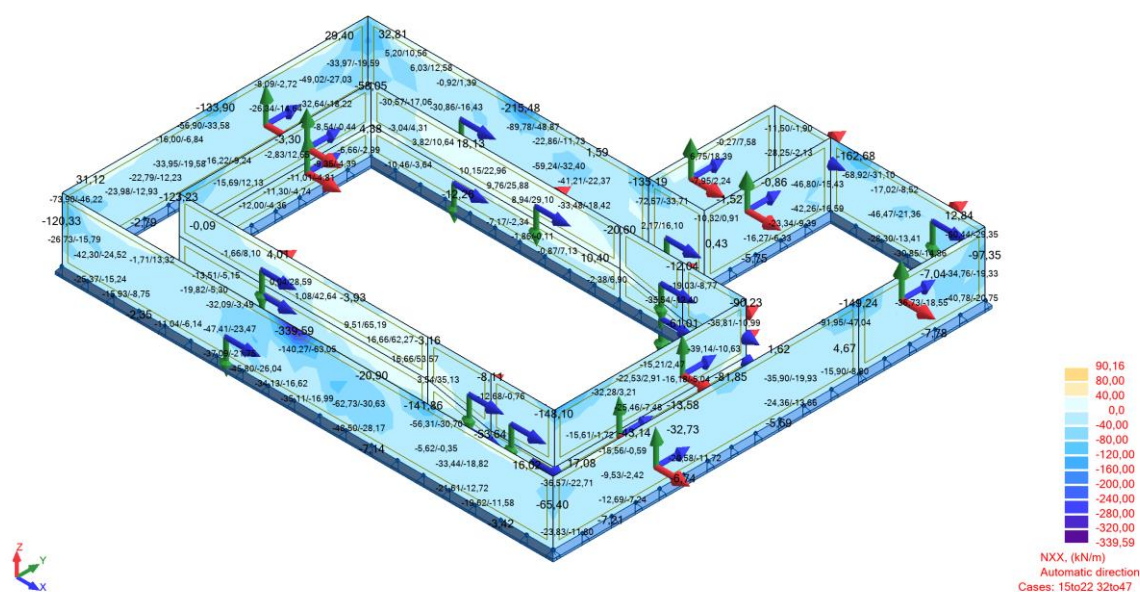


Figura 14 - Esforço Axial Direção yy, Envoltura Inferior

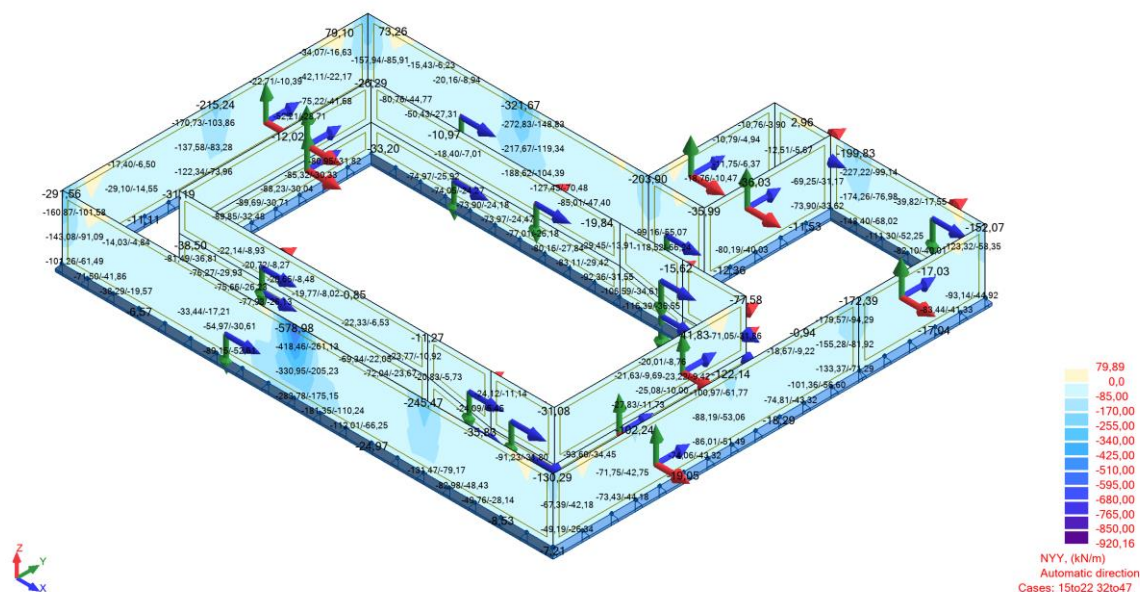


Figura 15 - Esforço Axial Direção yy, Envelope Superior

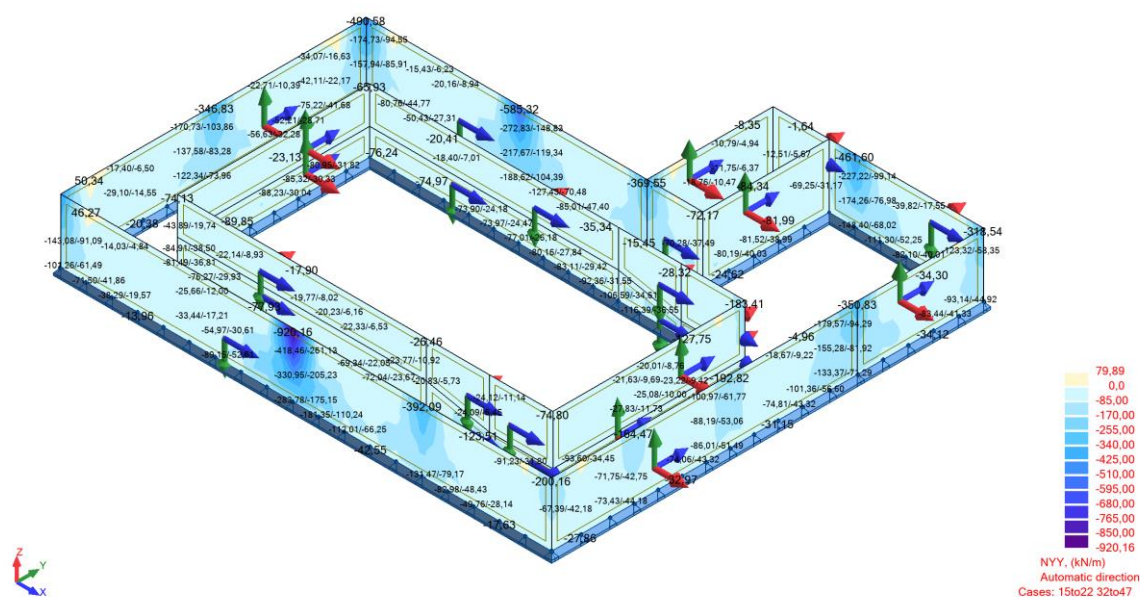


Figura 16 - Esforço Axial Direção yy, Envelope Inferior



10.5.1.2 Tensões Normais

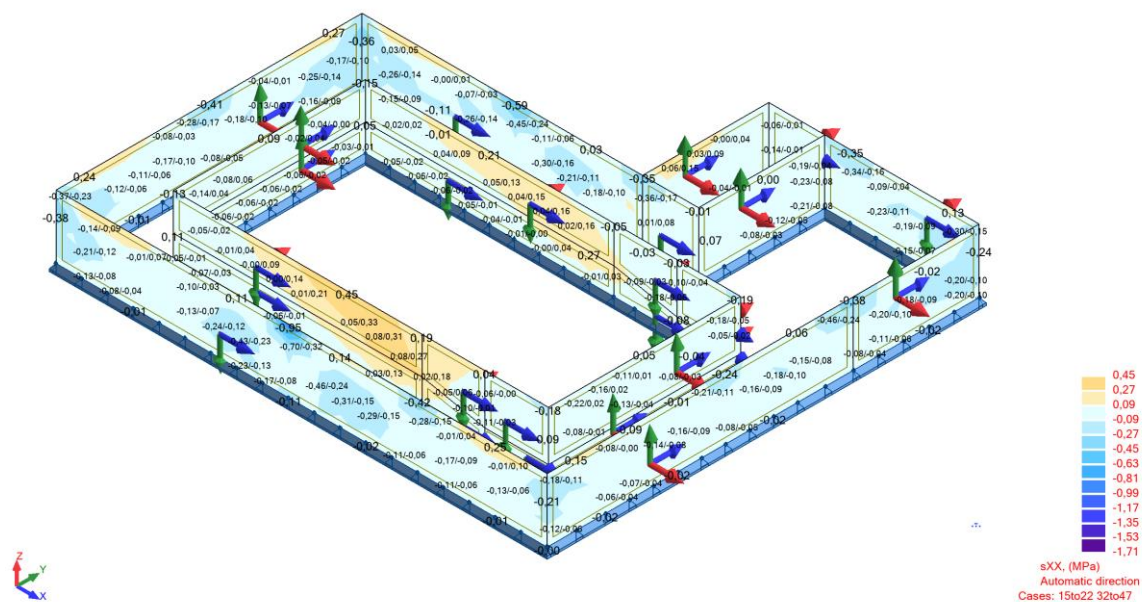


Figura 17 - Tensões Normais, Direção xx, Envoltória Superior

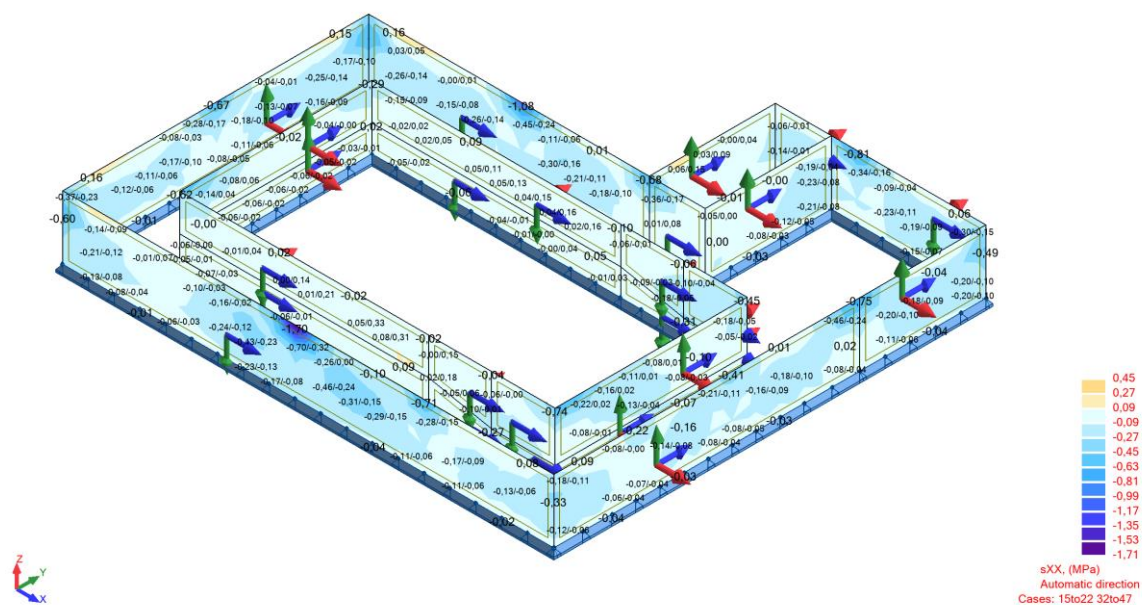


Figura 18 - Tensões Normais, Direção xx, Envoltória Inferior

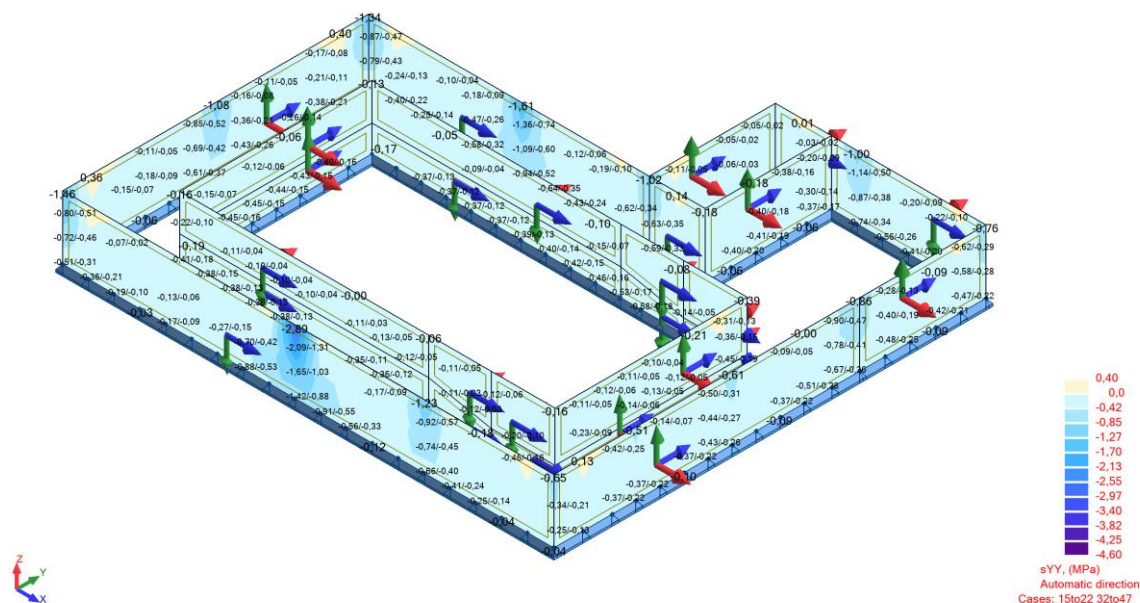


Figura 19 - Tensões Normais, Direção yy, Envolvente Superior

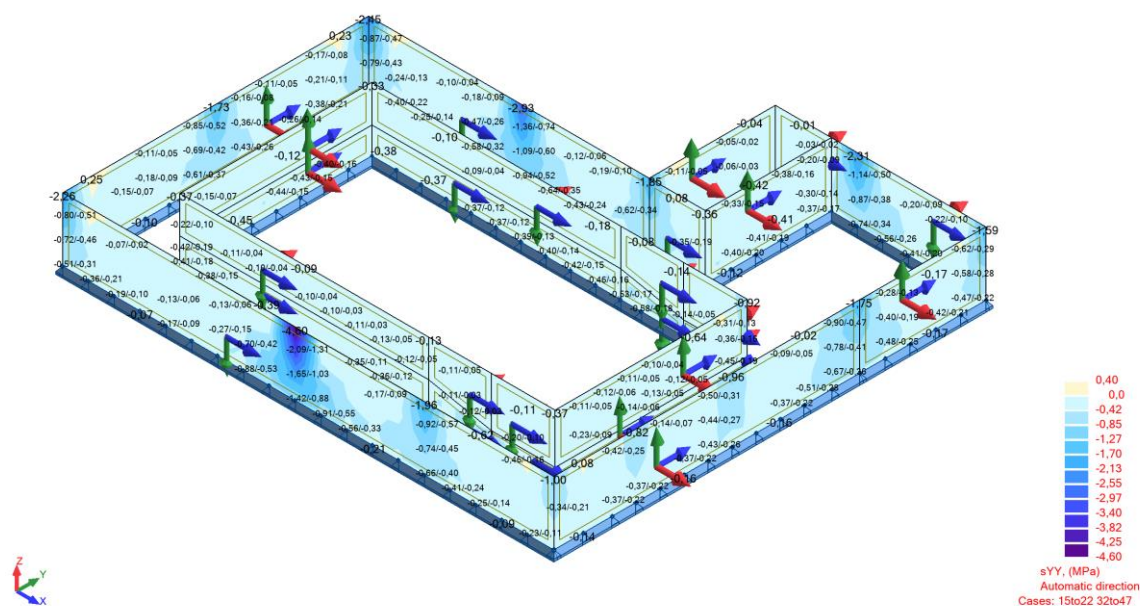


Figura 20 - Tensões Normais, Direção yy, Envolvente Inferior

10.5.1.3 Momentos Fletores

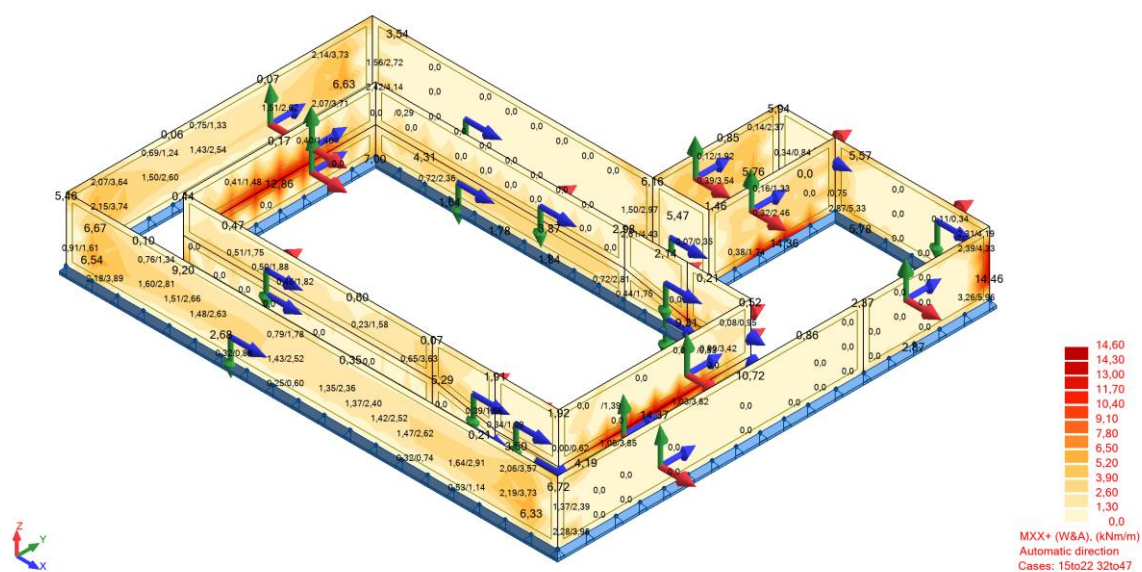


Ilustração 21 - Momentos Fletores

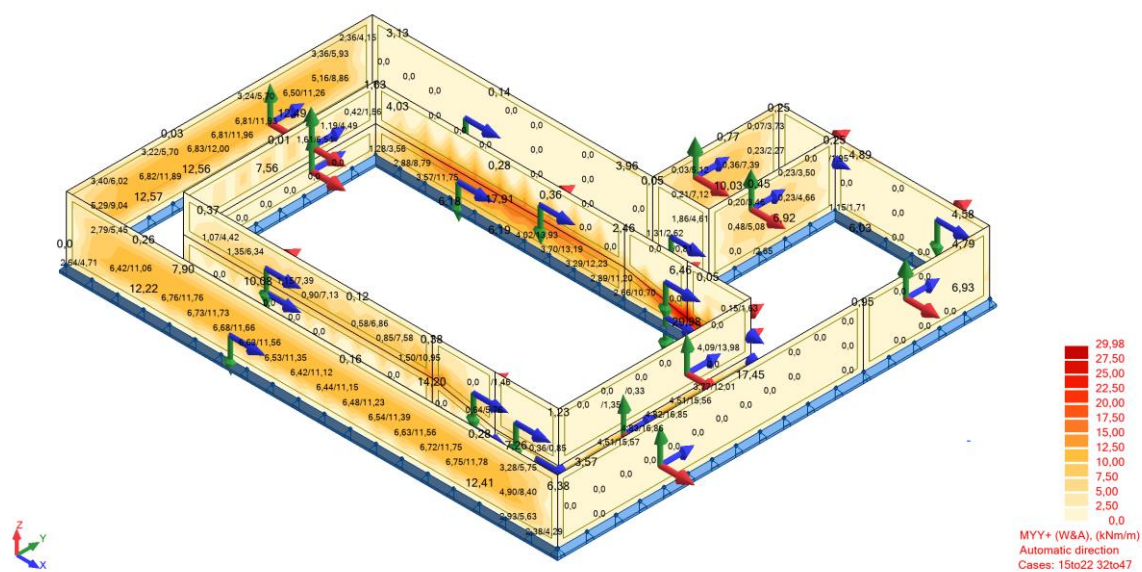


Ilustração 22 – Momentos Fletores

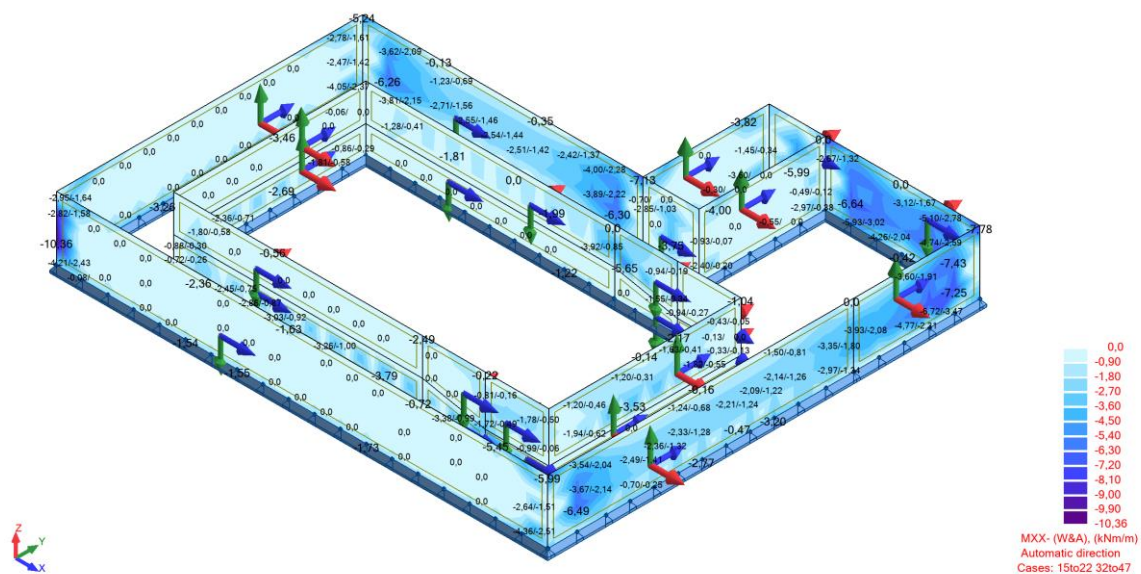


Ilustração 23 – Momentos Fletores

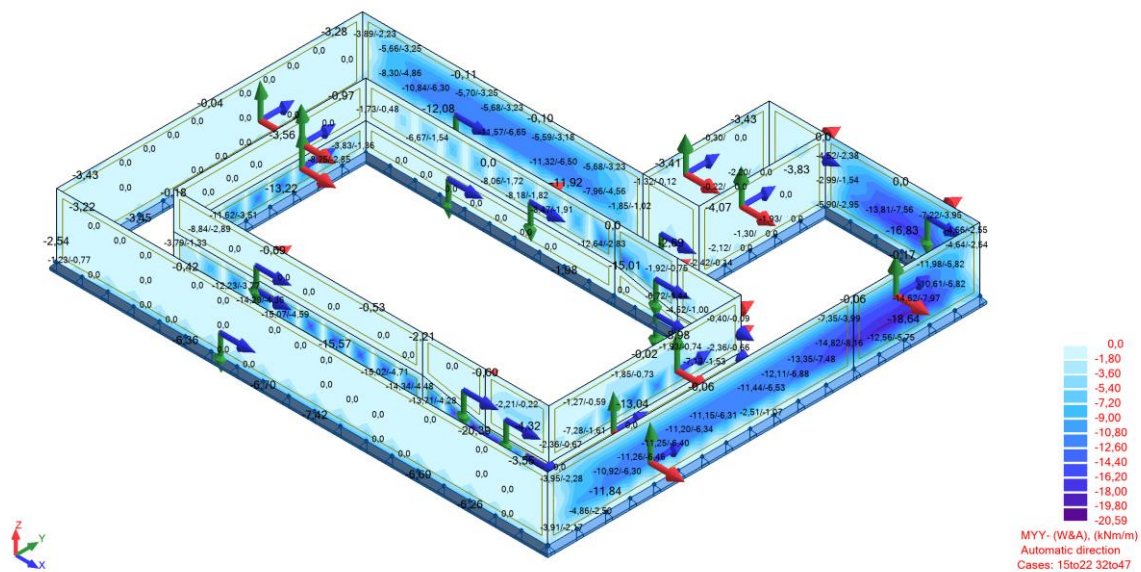


Ilustração 24 – Momentos Fletores



10.5.1.4 Esforço Transverso

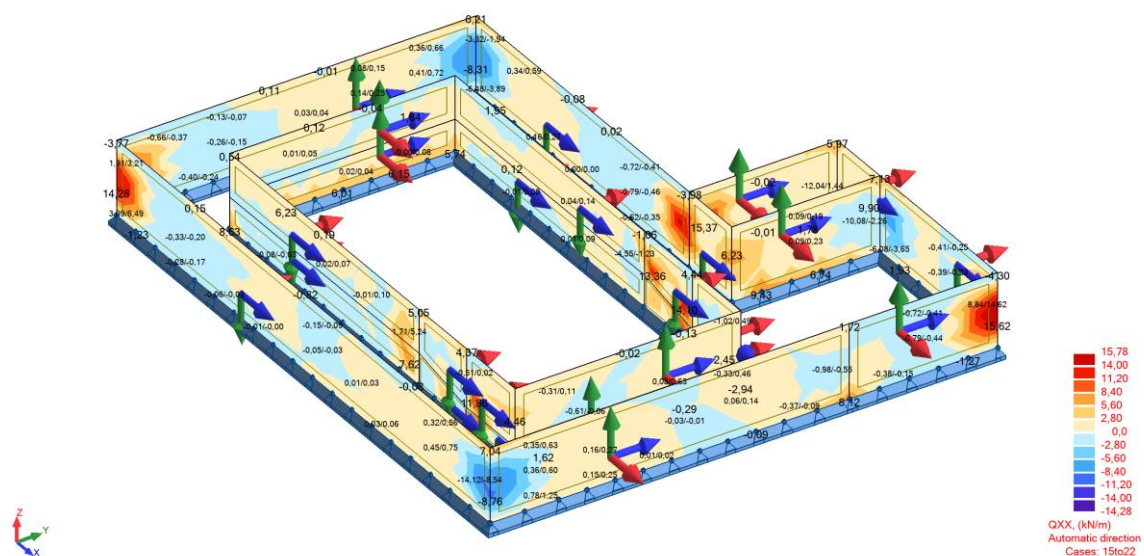


Figura 25 - Esforço Transverso Direção xx, Envolture Superior

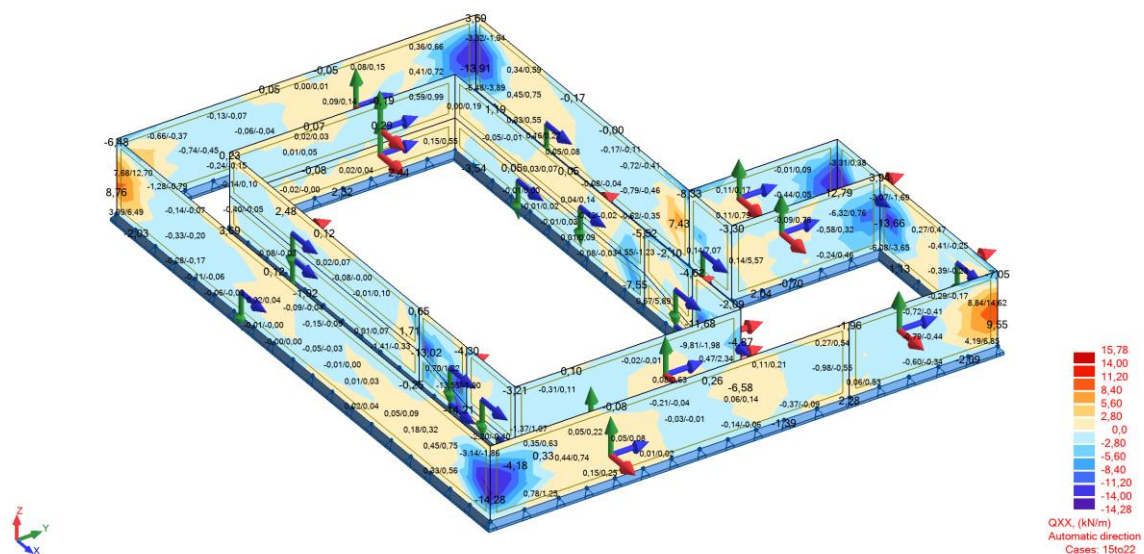


Figura 26 - Esforço Transverso Direção xx, Envolture Inferior

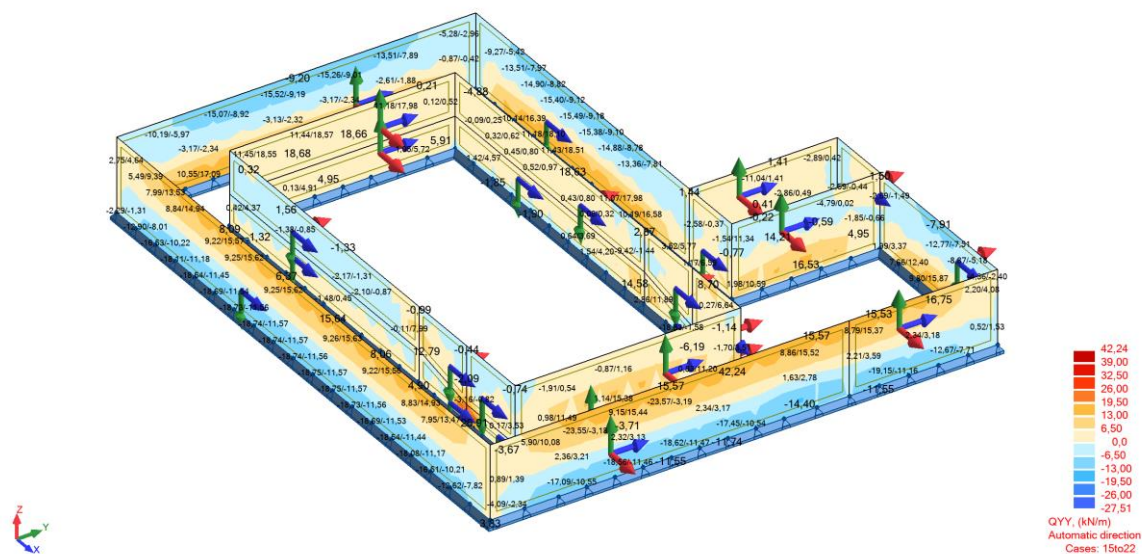


Figura 27 - Esforço Transverso, Direção yy, Envoltura Superior

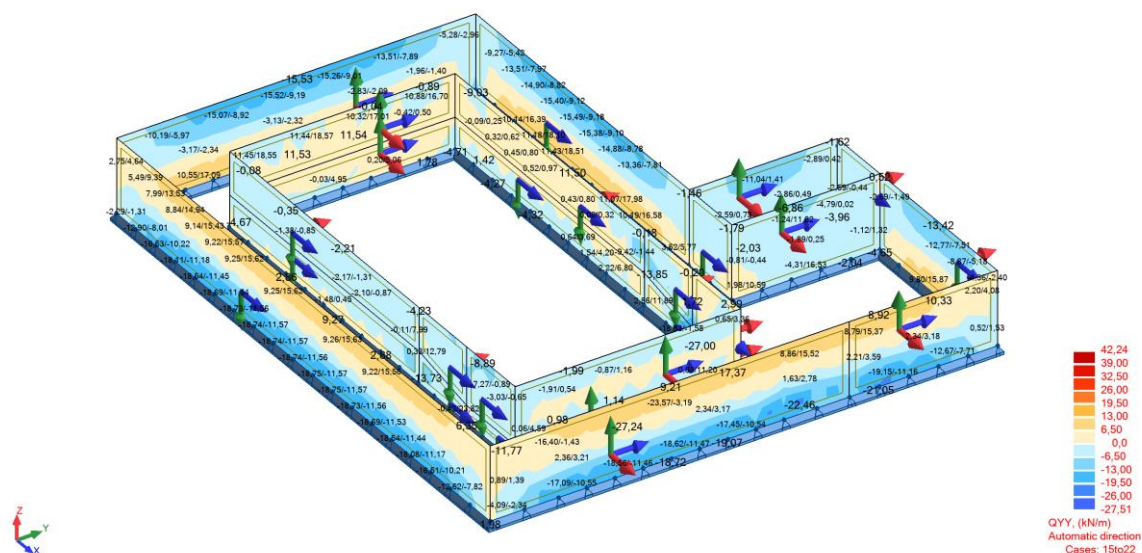


Figura 28 - Esforço Transverso, Direção yy, Envoltura Inferior