



# RELACION KONSTRUKTIV

**“Rikonstruksion i oficines (studim-projektim)”**



***“2H-Construction”shpk Nr. Lic. N.7023/1***



## PERMBAJTJA

1	KODET DHE REFERENCAT .....	3
1.1	Kushtet Teknike te Projektimit .....	3
1.2	Eurokodet.....	3
1.3	Literature.....	3
2	MATERIALET .....	4
2.1	Betoni.....	4
2.2	Çeliku.....	5
3	NGARKESAT LLOGARITесе.....	7
3.1	Ngarkesat e perhershme ( <i>Dead Loads-DL</i> ) .....	7
3.2	Ngarkesat e perkohshme ( <i>Live Loads-LL</i> ).....	7
3.3	Ngarkesat me veprime te vecante: ( <i>Other Loads-OL</i> ).....	9
3.4	Ngarkesat sizmike: ( <i>Earthquake Loads-EL</i> ).....	9
4	KOMBINIMI I NGARKESAVE .....	11
5	MODELIMI I STRUKTURES .....	13
5.1	Konsiderata te pergjithshme .....	13
6	ANALIZA E STRUKTURES – REZULTATET DHE KONTROLLET.....	14
6.1	Pershkrimi i struktures .....	14
6.2	Rregullsia ne plan dhe ne lartesi .....	15
6.2.1	Kriteret e rregullise ne plan.....	15
6.2.2	Kriteret e rregullise ne lartesi .....	16
6.3	Llogaritja e faktorit te sjelljes " <i>q</i> ".....	16
6.4	Percaktimi i spektrit te projektimit .....	17
6.5	Format modale .....	19
6.6	Llogaritja e zhvendosjeve dhe kontrolli i tyre. ....	19
6.6.1	Verifikimi i drifteve dhe efektet e rendit te dyte.....	20
7	KONKLUZIONE.....	21

## 1 KODET DHE REFERENCAT

### 1.1 Kushtet Teknike te Projektimit

- ``Kushtet Teknike te Projektimit per Ndertimet Antisizmike KTP-N.2-89`` (AKADEMIA E SHKENCAVE, Qendra Sizmologjike)
- ``Kushtet Teknike te Projektimit``, Libri II, (KTP-6,7,8,9-1978)

### 1.2 Eurokodet

- EN 1990 - Eurocode 0 - Basis of Structural Design - Bazat e projektimit strukturor.
- EN 1991 - Eurocode 1 - Actions on structures - Veprimet në struktura.
- EN 1992 - Eurocode 2 - Design of concrete structures - Projektimi i strukturave beton-  
arme.
- EN 1993 - Eurocode 3 - Design of steel structures - Projektimi i strukturave prej çeliku.  
EN 1996 - Eurocode 6 - Design of masonry structures - Projektimi i strukturave  
me murature
- EN 1997 - Eurocode 7 - Geotechnical design - Projektimi gjeoteknik.
- EN 1998 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Projektimi  
i strukturave antisizmike.

### 1.3 Literature

- ``Principles of Foundation Engineering``, Pws-Kent Publishing Company, Boston 1984  
(Braja M Das)
- ``Foundation Analysis and Design``, McGraw-Hill 1991 (Josepf E. Bowles)
- ``Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models`` PTR Prentice Hall  
1994 (John P. Wolf)
- ``Soil-Structure Interaction Foundation Vibrations``, 2002 (Gunther Schmidt, Jean-  
Georges Sieffert)
- ``Geotechnical Earthquake Engineering`` Prentice Hall 1996 (Steven L. Kramer)
- ``Reinforced Betoni Structures``, John Wiley & Sons. 1975 ( R. Park and T.Paulay)
- ``Seismic Design of Reinforced Betoni and Masonry Buildings`` John Wiley & Sons  
1992 (T. Paulay & M.J.N. Priestley)
- ``Earthquake-Resistant Betoni Structures``, E&FN SPON (George G. Penelis, Andreas  
J. Kappos).
- ``Reinforced Betoni Mechanics and Design``, Third Edition, Prentice Hall, (James G.  
MacGregor).

## 2 MATERIALET

### 2.1 Betoni

Rezistencat llogaritese (te projektimit) per betonin dhe çelikut janë marre nga reduktimi i rezistencave karakteristike sipas klases se betonit (apo çelikut) te perdorur me faktorin e sigurise perkates si me poshte:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (\text{EC22.3.3.2})$$

- $f_{cd}$ - Vlera llogaritese e rezistences cilindrike ne shtypje
- $f_{ck}$ - Rezistenca karakteristike ne shtypje cilindrike e betonit pas 28 ditëve.
- $\gamma_c$  = faktori pjesor i sigurisë për betonin = 1.5 (EC22.3.3.2)

$$f_{ctm} = f_{ctk} / \gamma_c \quad (\text{EC22.3.3.2})$$

- Vlera mesatare e rezistences ne terheqje aksiale e betonit
- $f_{ctk}$  Rezistenca karakteristike ne terheqje aksiale e betonit
- $\gamma_c$  = faktori pjesor i sigurisë për betonin = 1.5 (EC22.3.3.2)

Concrete Design Properties according to EN1992-1-1 ( $\gamma_c = 1.50$ ,  $f_{yk} = 500$  MPa)

Symbol	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53
$f_{ctm}$ (MPa)	1.57	1.9	2.21	2.56	2.9	3.21	3.51	3.8
$E_{cm}$ (MPa)	27085	28608	29962	31476	32837	34077	35220	36283
$f_{cd}$ (MPa) (for $\alpha_{cc}=1.00$ )	8	10.67	13.33	16.67	20	23.33	26.67	30
$f_{cd}$ (MPa) (for $\alpha_{cc}=0.85$ )	6.8	9.07	11.33	14.17	17	19.83	22.67	25.5
$f_{ctd}$ (MPa) (for $\alpha_{ct}=1.00$ )	0.73	0.89	1.03	1.2	1.35	1.5	1.64	1.77
$\rho_{min}$ (%)	0.13	0.13	0.13	0.133	0.151	0.167	0.182	0.197
$\rho_{w,min}$ (%)	0.055	0.064	0.072	0.08	0.088	0.095	0.101	0.107

## 2.2 Çeliku

Sipas normes europiane EN 10080, çeliku i perdorur ne objekt eshte e llojit B500C me kufi rrjedhshmerie  $\sigma_{rrj} = 500$  MPa. Kjo klase hekuri eshte parashikuar per te gjitha llojet e armaturave te perdorura ne objekt. Çeliku që do të përdoret duhet të gëzojë veti të mira si në rezistencë ashtu edhe në deformueshmëri (duktilitet). Në elementët parësorë sizmike, për armaturën e hekurit duhet të përdoret çelik i klasës C, sipas tabelës C1 në Aneksin Normativ C të Eurokodit 2, EN 1992. Referuar eurokodeve shufrat e çelikut duhet të jenë patjetër të vjaskuara (çelik periodik).

**Table C.1: Properties of reinforcement**

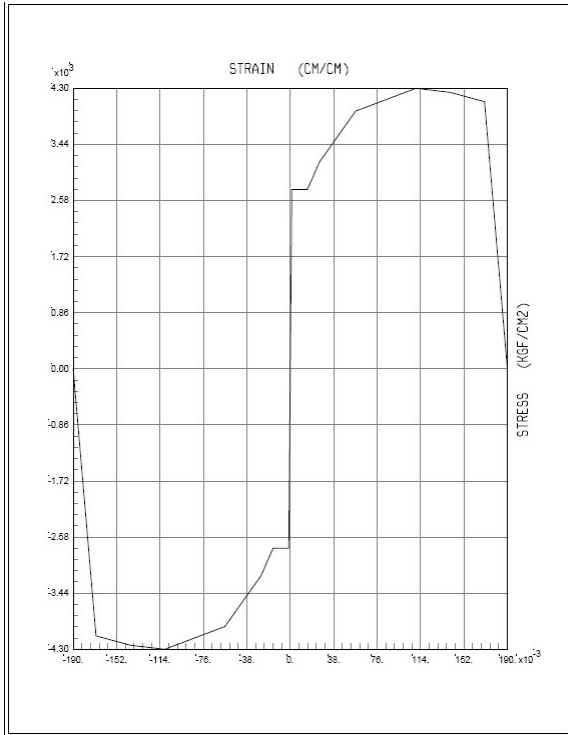
Product form	Bars and de-coiled rods			Wire Fabrics			Requirement or quantile value (%)
Class	A	B	C	A	B	C	-
Characteristic yield strength $f_{yk}$ or $f_{0,2k}$ (MPa)	400 to 600						5,0
Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Characteristic strain at maximum force, $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Bendability	Bend/Rebend test			-			
Shear strength	-			$0,3 A f_{yk}$ (A is area of wire)			Minimum
Maximum deviation from nominal mass (individual bar or wire) (%)				$\pm 6,0$ $\pm 4,5$			5,0

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (\text{EC22.3.3.2})$$

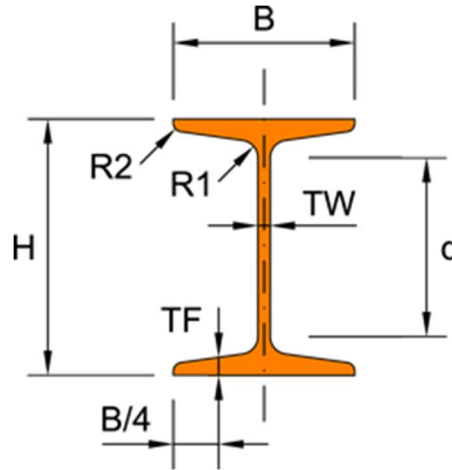
- $f_{yd}$  Sforcimi llogarites i rrjedhshmerise se armatures se zakonshme
- $f_{yk}$  Sforcimi karakteristik i rrjedhshmerise se armatures se zakonshme
- $\gamma_s$  = faktori pjesor i sigurisë për çelikon = 1.15, (EC22.3.3.2)

$$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s \quad (\text{EC22.3.3.2})$$

- $f_{ywd}$  Sforcimi llogarites i rrjedhshmerise se stafave
- $f_{ywk}$  Sforcimi karakteristik i rrjedhshmerise se armatures se zakonshme
- $\gamma_s$  = faktori pjesor i sigurisë për çelikon = 1.15, (EC22.3.3.2)



SAP2000 v14.1.0, File: Kapanon TCC, Units: Kgf, cm, C



Chemical Composition	
Carbon (C)	%0,17
Manganese (Mn)	%1,40
Phosphorus (P)	%0,035
Sulfur (S)	%0,045
Silisium (Si)	-
Copper (Cu)	%0,55
Nitrogen (N)	%0,012
Mechanical Properties	
Density ( $\rho$ )	7850 kg/m <sup>3</sup>
Modulus of Elasticity (E)	210000 N/mm <sup>2</sup>
Shear Modulus (G)	81000 N/mm <sup>2</sup>
Poisson's Ratio ( $\nu$ )	0,3
Coefficient of Thermal Expansion ( $\alpha_t$ )	0,000012 1/°C
Yield Strength	235 N/mm <sup>2</sup>
Tensile Strength	360-510 N/mm <sup>2</sup>
Tensile Allowable Stress	144 N/mm <sup>2</sup>
Shear Allowable Stress	83,1 N/mm <sup>2</sup>

*Karakteristikat e Celikut S 235*

### 3 NGARKESAT LLOGARITSE

#### 3.1 Ngarkesat e perhershme (*Dead Loads-DL*)

Ne ngarkesat e perhershme hyjne: Pesha e pjeseve te perhershme te godinave ose veprave, duke perfshire edhe pjesen e konstruksioneve mbajtese, veshese, mbushese dhe ndarese; pesha dhe presioni i dherave (mbushjet), presionet malore, veprimi i paranderjes ne konstruksionet, pesha e disa pjeseve te godinave ose veprave, pozicioni i te cilave gjate procesit te shfrytezimit, mund te pesoje ndryshim (psh muret ndarese qe mbajne vetem peshen e vet). Ne ngarkesat e perhershme jane perfshire: Pesha vetjake e gjithe elementeve mbajtes te struktures beton arme (themele, trare, kolona, pesha vetjake e soletave, shtresave te dyshemese, muret ndares vetembajtes me tulla me bira, dhe parapetet e ballkoneve, shkalleve etj).

Ngarkesat e normuara qe jane marre ne konsiderate per strukturen e mesiperme jane paraqitur ne tabelen e meposhtme:

NGARKESAT E PERHERSHME :					
Pesha vellimore e betonit :	25.00	kN/m <sup>3</sup>	Pesha vellim. e murit te tulles ndares(tek) :	2.10	kN/m <sup>2</sup>
Ngarkesa e murit te tulles dopio :	3.60	kN/m <sup>2</sup>	Shtresat e tarraces :	1.50	kN/m <sup>2</sup>
Shtresat e pllakave:	1.00	kN/m <sup>2</sup>	Shtresat e shkalleve :	1.30	kN/m <sup>2</sup>
Pesha vellimore e dheut :	18.00	kN/m <sup>3</sup>	Ngarkese tjeter e perhershme :	0.00	

- Ngarkesa e perhershme (**Dead Loads-DL**) **0.2 kN/m<sup>2</sup>** (mbulesa eshte menduar te realizohet me panele sandwich me trashësi 4-5cm)

#### 3.2 Ngarkesat e perkohshme (*Live Loads-LL*)

Ngarkesat e perkoheshme ndahen ne dy kategori:

##### 1. Ngarkesa te perkoheshme me veprim te gjate:

Pesha e paisjeve te palevizshme, duke perfshire edhe peshen e mbushjes se tyre me material te ngurte ose te lengshem gjate kohes e shfrytezimit te vepres, ngarkesa ne nderkatet e depove te librarive, te arkivave, te bibliotekave dhe te godinave ose ambjenteve te ngjashme me to; veprimi per nje kohe te gjate i temperatures nga paisjet e palevizshme; pesha e shtreses se ujit mbi mbulesat e rrafsheta qe mbushen me uje, ngarkesat e perkoheshme ne godinat e banimit dhe shoqerore, ku mbizoteron pesha e pajisjeve ose ku ekziston mundesia e grumbullimit te shpeshte te njerezve, etj.

##### 2. Ngarkesa e perkoheshme me veprim te shkurter:

Ngarkesat nga pajisjet e levizeshme ngritese-transportuese (si te teleferikut, vincave, etj), te cilat perdoren si gjate ndertimit, ashtu edhe gjate shfrytezimit te godinave dhe veprave; ngarkesat ne nderkate ne godinat e banimit ose shoqerore prej peshes se njerezve, mobiljeve dhe te pajisjeve te lehta, pesha e njerezve, detajeve, materialeve te rimontit ne zonat e sherbimit te paisjeve (te hyrjeve, te hapësirave dhe te te gjitha

pjesëve të tjera që janë të lira nga paisjet); ngarkesa e deboret; ngarkesa e eres; veprimet e temperaturës klimatike; etj.

**Table 6.10 - Imposed loads on roofs of category H**

Roof	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Category H</b>	$q_k$	$Q_k$
NOTE 1 For category H $q_k$ may be selected within the range 0,00 kN/m <sup>2</sup> to 1,0 kN/m <sup>2</sup> and $Q_k$ may be selected within the range 0,9 kN to 1,5 kN.  Where a range is given the values may be set by the National Annex. The recommended values are:  $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$ , $Q_k = 1,0 \text{ kN}$  NOTE 2 $q_k$ may be varied by the National Annex dependent upon the roof slope.  NOTE 3 $q_k$ may be assumed to act on an area A which may be set by the National Annex. The recommended value for A is 10 m <sup>2</sup> , within the range of zero to the whole area of the roof.  NOTE 4 See also 3.3.2 (1)		

Sipas EN 1991-1-1 - Ngarkesa në mbulës është  $q_k = 0.0 - 1.0 \text{ kN/m}^2$

Si ngarkesa të perkohshme në struktura janë llogaritur ngarkesat e shfrytëzimit të dyshemeve, nderkateve, zyrave, shkalleve, ballkoneve, taracave etj, të cilat në mënyrë të përbledhur janë paraqitur gjithashtu në tabelën e mëposhtme:

NGARKESAT E PERKOHSHME :					
Dyshemete e Sallave :	2.00	kN/m <sup>2</sup>	Dyshemete e godinave sociale :	2.00	kN/m <sup>2</sup>
Dyshemete e ballkoneve :	5.00	kN/m <sup>2</sup>	Dyshemete e shkalleve sekondare :	3.50	kN/m <sup>2</sup>
Dyshemete e ambjeteve të shërbimeve :	5.00	kN/m <sup>2</sup>	Dyshemete e shkalleve të qendrore:	5.00	kN/m <sup>2</sup>
Ngarkese tjetër e perkohshme Era:	30	m/s	Ngarkese tjetër e perkohshme 2:	0.00	

- Ngarkesa e përkohshme (**Live Loads-LL**) **0.6 kN/m<sup>2</sup>**

Ngarkesat e Eres janë marrë në konsideratë nga harta e rajonalizimit për rastisjen e erërave maksimale 1 herë në 20 vjet në Shqipëri. Konkretisht zona e Tiranës 33 m/s.

Ngarkesat e mesiperme janë nominale dhe varesi të kombinimit për të cilin do të kontrollohet struktura, ngarkesat e perhershme (DL) apo ato të perkohshme (LL) shumëzohen me koeficientin përkatës të sigurisë, sipas kodeve (kushteve) përkatëse të projektimit.

- **Modelimi i ngarkimit**

Shpendarja e ngarkesave të skajeve të pllakave që mbështeten mbi trarët e mureve strukturore, bëhet në bazë të ligjit (1/3, 1/2 dhe 2/3)\*φ (kur φ=90°, ligji bëhet 30°, 45°, 60°). Ngarkesa reale e çdo skaji pllake njetrajtesohet dhe i shtohet ngarkesave të tjera të trareve duke përbërë kështu ngarkesën totale të trareve. Për analizën dinamike masa e çdo pllake konsiderohet e shpërndarë në nivelin e diafragmës. Masa e traut konsiderohet e shpërndarë ose në gjatësinë e traut ose në



niveli e diafragmes se ciles i perket. Masa e kolonave konsiderohet e shperndare ose ne nyjet e sipërme dhe te poshtme ose ne diafragmat qe u perkasin nyjet e elementit.

### 3.3 Ngarkesat me veprime te vecante: (*Other Loads-OL*)

Ne keto ngarkesa hyjne:

Veprimet sizmike; veprimet e uljeve te themeleve qe shkaktohen nga prishja e struktures se tokes, ngjeshja e tokave (ulja e mbushjeve), etj.

### 3.4 Ngarkesat sizmike: (*Earthquake Loads-EL*)

Bazuar ne studimet e tjera sizmiologjike te zones perreth, karakteristikat e truallit per llogaritjen e spektrit te shpejtimeve po i marrim si me poshte:

- Kategoria e Truallit C
- Shpejtimi maksimal i trualli  $a_g=0.3g$
- Klasa e duktilitetit DCM
- Tipi I spektrit Tipi 1 ( $M>5.5$ )
- Klasa e rendesise II ( $\gamma_i=1.0$ )

Klasa e rëndësisë	Ndërtesat	$\gamma_i$
I	Ndërtesa të një rëndësie të vogël për sigurinë publike, p.sh. ndërtesa bujqësore etj.	0.8
II	Ndërtesa të zakonshme, që nuk u përkasin kategorive të tjera	1
III	Ndërtesa, rezistenca sizmike e të cilave është me rëndësi në këndvështrimin e rrjedhjeve që shkakton një shëmbje, p.sh. shkolla, salla mbledhjesh, institucione kulturore etj.	1.2
IV	Ndërtesa, integriteti gjatë tërmetit i të cilave është me rëndësi jetësore për mbrojtjen civile, si p.sh. spitalet, stacionet e zjarrfikëseve, centralet energjetike etj.	1.4

Mbi baze te te dhenave te mesiperme, spektri i reagimit elastik do te percaktohet nga shprehjet e meposhtme, sipas percaktimeve te Eurokodit 8, EN 1998-1, 3.2.2.2:

$$0 \leq T \leq T_B : S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

ku:

- $T$  është perioda e lëkundjeve e një sistemi linear me një shkallë lirie;
- $a_g$  është shpejtimi i projektimit të truallit në formacione shkëmbore ose pothuajse shkëmbore të tipit A ( $a_g = \gamma_I a_{gR}$ ).
- $S$  është faktori i truallit i dhënë nga të dhënat gjeoteknike dhe ai jepet në

tabelën 3.2 dhe 3.3 të EN 1998-1.

$T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  janë disa vlera specifike të periodave të dhëna në tabelën 3.2 dhe 3.3 të EN 1998-1.

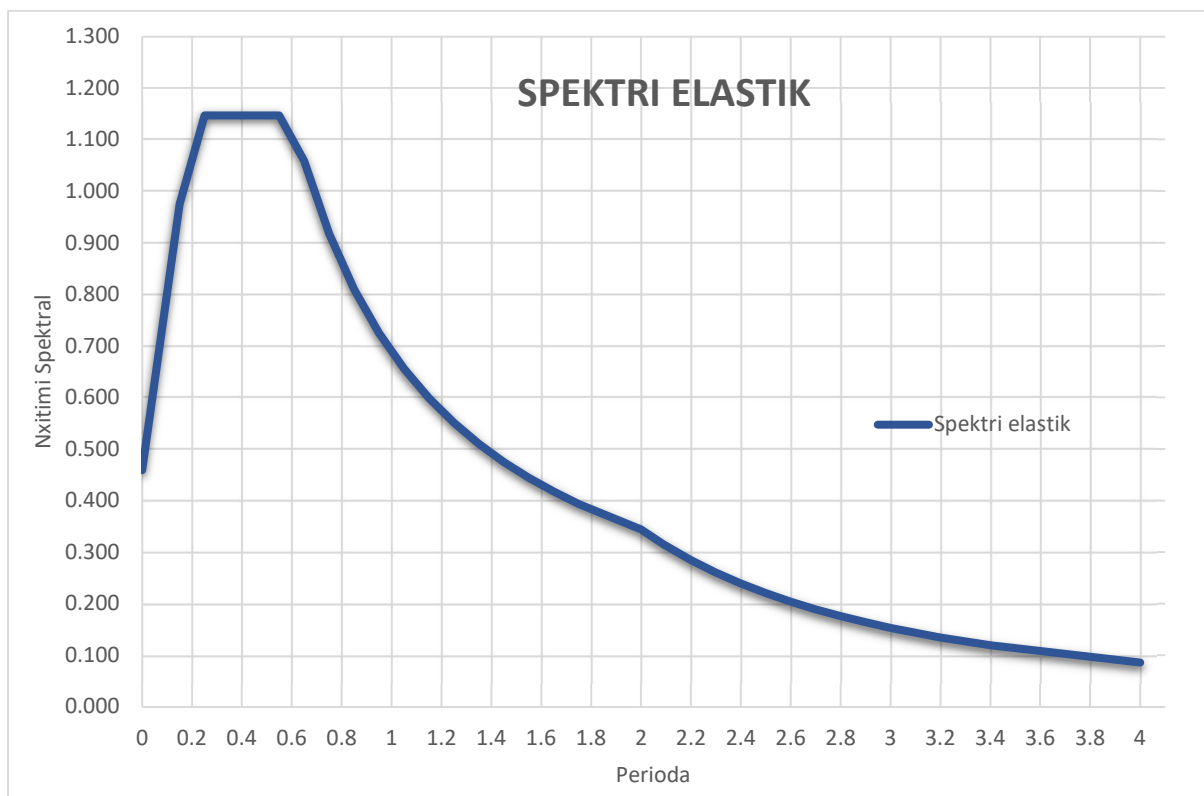
$\varepsilon$  është faktori i korrjimit të shuarjes me një vlerë referencë prej  $\varepsilon = 1$  për 5% shuarje viskoze.

**Table 3.2: Values of the parameters describing the recommended Type 1 elastic response spectra**

Ground type	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

**Table 3.3: Values of the parameters describing the recommended Type 2 elastic response spectra**

Ground type	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2



## 4 KOMBINIMI I NGARKESAVE

Llogaritja e konstruksioneve te ndertimit behet duke marre parasysh kombinimet e mundshme me te disfavorshme te ngarkesave si per elemente te vecanta, ashtu edhe per ndertesën ne teresi, te cilat mund te veprojnë ne te njejten kohe gjate shfrytezimit ose edhe gjate ndertimit.

Nga pikepamja e kombinimit te ngarkesave, sipas KTP. 6 – 1978, dalin tre grupe:

1. Kombinim kryesor.
2. Kombinim shtese.
3. Kombinim i vecante.

Le ti marim me rradhe te tre keto kombinime:

I. Ne kombinimin kryesor hyjne:

- 1) Ngarkesat e perhershme;
- 2) Ngarkesat e perkoheshme qe veprojnë per nje kohe te gjate;
- 3) Ngarkesat e perkoheshme qe veprojnë per nje kohe te shkurter, ku hyjne:
  - a) Ngarkesat nga pajisjet e levizshme ngritese-transportuese (teleferik, ashensor, vinc, etj), te cilat perdoren si gjate ndertimit edhe gjate shfrytezimit te godinave dhe veprave;
  - b) Ngarkesat ne nderkate ne godinat e banimit ose shoqerore prej peshes se njerezve, mobiljeve dhe pajisjeve te lehta;
  - c) Ngarkesa nga debora;
  - d) Ngarkesat gjate transportit dhe montimit te konstruksioneve te ndertimit.

II. Ne kombinimet shtese hyjne:

- 1) Ngarkesat e perhershme;
- 2) Ngarkesat e perkoheshme qe veprojnë per nje kohe te gjate;
- 3) Te gjitha ngarkesat e perkoheshme, qe veprojnë per nje kohe te shkurter, per numer te tyre jo me pak se dy. Keto ngarkesa shumezohen me koeficientin 0.9.

III. Ne kombinimet e vecanta hyjne:

- 1) Ngarkesat e perhershme;
- 2) Ngarkesat e perkohshme, qe veprojnë per nje kohe te gjate;
- 3) Ngarkesat e perkohshme, qe veprojnë per nje kohe te shkurter;
- 4) Nje prej ngarkesave te vecanta. Ne kete rast ngarkesat e perkohshme me veprim te shkurter do te shumezohen me koeficientin 0,8.

Percaktimi i aftësisë mbajtëse të strukturës tonë, (ULS) është kryer duke kombinuar ngarkesat vepruese në strukturës sipas kombinimeve të Eurokodit si mëposhtë vijon:

A	$1.30G + 1.50Q$		
1B	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy + 0.30Ey+eccx$	1C	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy - 0.30Ey+eccx$
1D	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy + 1.00Ey+eccx$	1E	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy + 1.00Ey+eccx$
1F	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey+eccx$	1G	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy + 0.30Ey+eccx$
1H	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey+eccx$	1I	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy - 1.00Ey+eccx$
2B	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey+eccx$	2C	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy - 0.30Ey+eccx$
2D	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey+eccx$	2E	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy + 1.00Ey+eccx$
2F	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey+eccx$	2G	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy + 0.30Ey+eccx$
2H	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy - 1.00Ey+eccx$	2I	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy - 1.00Ey+eccx$
3B	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy + 0.30Ey-eccx$	3C	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy - 0.30Ey-eccx$
3D	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy + 1.00Ey-eccx$	3E	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy + 1.00Ey-eccx$
3F	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey-eccx$	3G	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy + 0.30Ey-eccx$
3H	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx$	3I	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx$
4B	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx$	4C	$1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx$
4D	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx$	4E	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx$
4F	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx$	4G	$1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx$
4H	$1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy - 1.00Ey-eccx$	4I	$1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy - 1.00Ey-eccx$

Elementet e strukturës janë kontrolluar edhe në përputhje me deformimet e lejueshme që shkaktohen në të nga veprimi i ngarkësive normative. Në këto kombinime koeficientet e kombinimit të ngarkësive janë pranuar njësi.

## 5 MODELIMI I STRUKTURES

### 5.1 Konsiderata te pergjithshme

Modelimi i struktures eshte permbajtur ne parimet e percaktuara ne Eurokodin 8, EN 1998-1, Seksioni 4.3.1, si meposhte:

- Modeli i strukturës, përfaqëson në mënyrë adekuate shpërndarjen e ngurtësisë dhe masës, në mënyrë të tillë që, për veprimin sizmik të konsideruar, të merren parasysh në mënyrë të përshtatshme të gjitha format domethënëse (të rëndësishme) të deformimit dhe të gjitha forcat e rëndësishme inerciale.
- Në përgjithësi, konsiderohet se përbëhet nga një numër sistemesh rezistuese ndaj ngarkesave vertikale dhe anësore, të lidhura midis tyre me anë të diafragmave horizontale.
- Kur diafragmat e ndërkateve të ndërtesës mund të konsiderohen rigjide në planet e tyre, masat dhe momentet e inercisë e secilit kat mund të përqendrohen në qendrën e rëndesës.
- Ngurtësia e elementëve mbajtës të ngarkesave të vlerësohet duke marrë parasysh efektin e plasaritjeve. Këshillohet që një ngurtësi e tillë t'i korrespondojë fillimit të rrjedhshmërisë së armaturës së çelikut. Në kushtet kur nuk bëhet ndonjë analizë më e hollësishme e elementëve të plasaritur, vetitë e ngurtësisë elastike në përkulje dhe në prerje të elementëve prej betoni dhe murature mund të merren të barabarta me  $\frac{1}{2}$  e ngurtësisë korresponduese të elementëve të paplasaritur.
- Peshat sizmike e strukturës përcaktohen në bazë të ngarkesave peshë duke u bazuar tek kombinimi i përcaktuar në pikën EN 1998-1, 3.2.4 [17].

$$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,i}$  --- vlera karakteristike e ngarkesës së perhereshme të i-te,

$Q_{k,i}$  --- vlera karakteristike e ngarkesës së perkoheshme të i-te,

$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$  --- koeficienti i kombinimit për ngarkesën e perkoheshme të i-te.

$\psi_2 = 0.6$  --- për kategorinë C2

$\varphi = 0.5$

Koeficientët e kombinimit marrin në konsideratë mundësinë që ngarkesat e perkohëshme  $Q_{k,i}$  të mos veprojnë në të gjithë strukturën gjatë veprimit sizmik. Këta koeficientë konsiderojnë gjithashtu faktin e reduktimit të pjesëmarrjes së masave në lëkundjet e strukturës për shkak të lidhjes jo-rigjide midis tyre.

- Efektet aksidentale në përdredhje merren në konsideratë nepermjet jashtëqendresive aksidentale të masës  $e_{ai} = \pm 0.05L_i$
- Referuar llojit dhe funksionit të struktures, sipas tabelës 2.1 të EN 1990:2022 2.3, jetegjatesia projektuese e struktures është 50 vite.

Table 2.1 - Indicative design working life

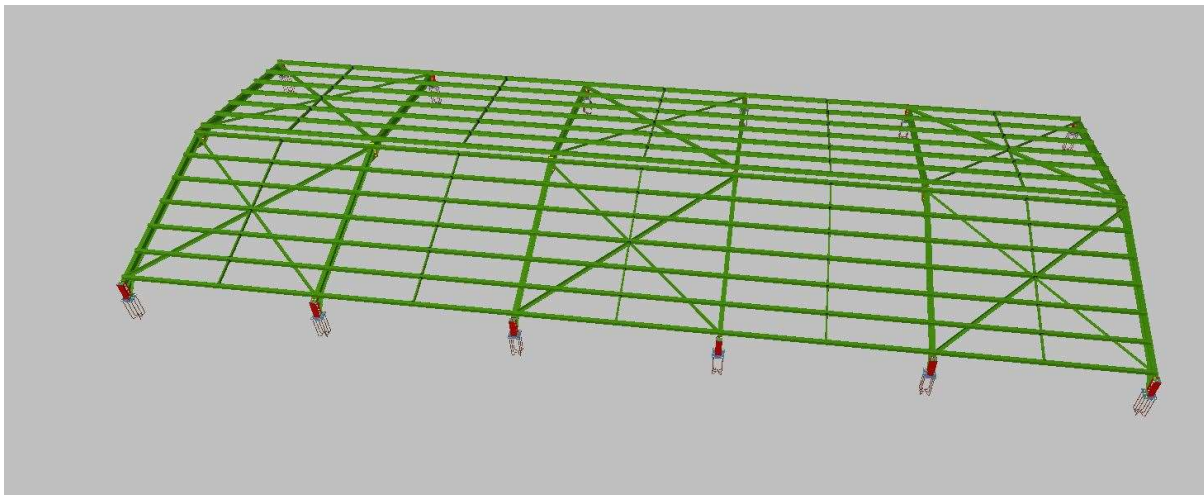
Design working life category	Indicative design working life (years)	Examples
1	10	Temporary structures <sup>(1)</sup>
2	10 to 25	Replaceable structural parts, e.g. gantry girders, bearings
3	15 to 30	<del>Agricultural and similar structures</del>
4	50	Building structures and other common structures
5	100	Monumental building structures, bridges, and other civil engineering structures

(1) Structures or parts of structures that can be dismantled with a view to being re-used should not be considered as temporary.

## 6 ANALIZA E STRUKTURES – REZULTATET DHE KONTROLLET

### 6.1 Pershkrimi i struktures

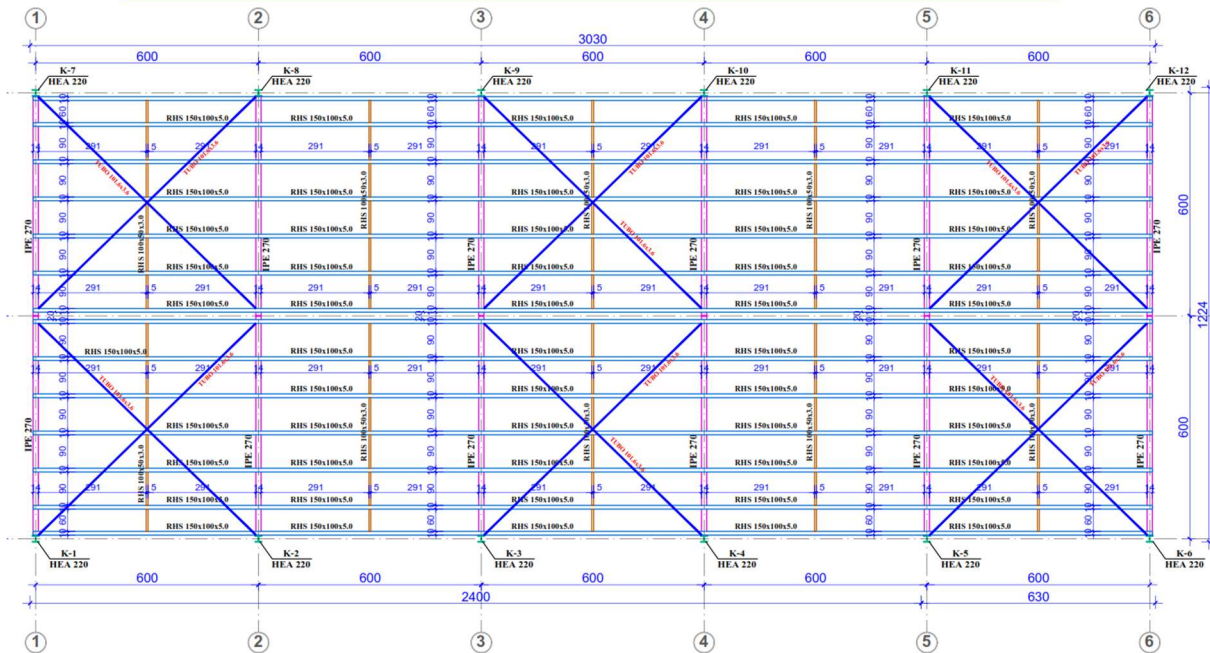
Objekti eshte konceptuar dhe llogaritur si strukture tre dimensionale (hapsinore), duke i dhene prioritet te dy drejtimeve te objektit per garantimin e zhvendosjeve te lejuara nga veprimet e ngarkesave te jashme, kryesisht atyre sizmike.



Mbi kolonat dhe traret e kuotes +3.85m do te vendosen kolonat metalike HEA 220 te cilat do te sherbejne si mbeshtetje per tracet e mbuleses se oficines.

Traret e mbuleses jane profila IPE 270 mbi te cilat mbeshteten elementet sekondare shperndares te mbuleses me profila RHS 150x100x5, te cilat sherbejne per te vendosur panelet e mbuleses.

Ne tre pozicione te mbuleses parashikohen diagonale metalike per te siguruar qendrushmerine e struktures.

**PLANI I STRUKTURAVE TE ELEMENTEVE SEKONDARE TE MBULESES; KUOTA +3.85 M + 5.70 M; SH 1:100**


## 6.2 Rregullia ne plan dhe ne lartesi

### 6.2.1 Kriteret e rregullise ne plan

Referuar EN 1998-1 4.2.3.2, që një ndërtesë të kategorizohet e rregullt në plan, ajo duhet të kënaqë të gjitha kushtet e listuara mëposhtje:

1. Përsa i përket ngurtësisë anësore dhe shpërndarjes së masave, struktura e ndërtesës duhet të jetë përafërsisht simetrike në plan sipas dy akseve ortogonale.
2. Konfiguracioni në plan duhet të jetë kompakt, d.m.th., çdo kat duhet të kufizohet nga një vijë poligonale konvekse
3. Ngurtësia në plan e ndërkateve duhet të jetë mjaftueshëm më e lartë se ngurtësia anësore e elementëve strukturorë vertikalë, në mënyrë që deformimi i ndërkatit të ketë efekt të vogël në shpërndarjen e forcave ndërmjet elementëve strukturorë vertikalë.
4. Përkulshmëria  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  e ndërtesës në plan duhet të jetë jo më e madhe se 4, ku  $L_{\max}$  dhe  $L_{\min}$  janë përkatësisht përmasa më e madhe dhe më e vogël në plan e ndërtesës, të matura sipas drejtimeve ortogonale.
5. Në çdo nivel dhe për çdo drejtim të analizës x dhe y, jashqëndërsia strukturale  $e_o$  dhe rrezja e përdredhjes  $r$  duhet të jetë në përputhje me dy kushtet në vijim:

- Kushti i reagimit anësor-përdredhës

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x ; \quad e_{oy} \leq 0,30 \cdot r_y$$

- Kushti i ngurtësisë në përdredhje:

$$r_x \geq l_s ; \quad r_y \geq l_s$$

Ndërtesat që janë të parregullta në plan, kanë faktor sjellje  $q$  më të ulët sikurse tregohet në EN 1998-1, 5.2.2.2(6). [vlera e përafërt e raportit  $a_u/a_1$  është e barabarte me mesataren e vleres 1.0 dhe vleres se marre nga EN 1998-1, 5.2.2.2(5).]

- ✓ **Bazuar ne kushtet e mesiperme, struktura jone nuk konsiderohet e rregullt ne plan.**

### 6.2.2 Kriteret e rregullsise ne lartesi

Referuar EN 1998-1 4.2.3.3, që një ndërtesë të kategorizohet e rregullt në lartesi, ajo duhet të kënaqë të gjitha kushtet e listuara meposhte:

- Të gjithë sistemet rezistuese ndaj ngarkesave anësore, të tilla si bërthamat (nuklet), muret strukturore ose ramat, duhet të vazhdojnë pa ndërprerje nga themelet deri në krye të ndërtesës ose, nëse janë të pranishme thyerjet në lartësi të ndryshme, deri në pjesën e sipërme të zonës përkatëse të ndërtesës.
- Ngurtësia anësore si dhe masa e kateve të veçantë duhet të qëndrojnë konstante ose të reduktohen gradualisht (*midis 70% - 100% të katit më poshtë*), pa ndonjë ndryshim të papritur, që nga baza deri tek pjesa e sipërme e një ndërtese.
- Këshillohet që në ndërtesat me rama, raporti i rezistencës aktuale të katit kundrejt rezistencës së kërkuar nga analiza të mos ndryshojë në mënyrë disproporcionale midis kateve fqinje.
- Kur ne strukture janë të pranishme thyerjet, aplikohen kushtet e percaktuara ne EN 1998-1 4.2.3.3 paragrafi 5.

Për ndërtesat që janë të parregullta gjatë lartësisë (EN 1998-1 Tab. 4.1) faktori i sjelljes  $q$  duhet të reduktohet duke shumëzuar vlerat reference me 0,8.

- ✓ **Bazuar ne kushtet e mesiperme, struktura nuk konsiderohet e rregullt ne lartesi.**

### 6.3 Llogaritja e faktorit te sjelljes "q"

Faktori i sjelljes  $q$  është një përafrim i raportit të forcave sizmike që struktura do të përjetonte nëse reagimi i saj do të ishte plotësisht elastik me 5% shuarje viskoze, ndaj forcave sizmike që mund të përdoren në projektim, me një model konvencional elastik për analizën e tij, por duke siguruar përsëri një reagim të kënaqshëm të strukturës.

Për strukturat prej betoni vlera e kufirit të sipërm e faktorit të sjelljes  $q$  duhet të nxirret për secilin drejtim projektimi sipas (EN 1998-1, 5.2.2.2):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5$$

$q_0$  është vlera bazë e faktorit të sjelljes, e varur nga tipi i sistemit strukturor dhe nga rregullsia e tij në lartësi.

$k_w$  është faktor që pasqyron mënyrën mbizotëruese të shkatërrimit në sistemet strukturore me mure.



Për ndërtesat që janë të rregullta në lartësi, vlerat bazë të  $q_0$  për tipe të ndryshme strukturorë jepen në **Tabelën 5.1** të **EN 1998-1, 5.2.2.2**

TIPI STRUKTUROR	DCM	DCH
Sistem ramë, sistem dual, sistem me mure të çiftuara	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Sistem me mure te paçiftuara	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Sistem me fleksibilitet në përdredhje	2,0	3,0
Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur	1,5	2,0

Për ndërtesat të cilat janë të rregullta në plan, kur faktori i shumëzimit (mbirezistencës)  $\alpha_u/\alpha_1$  mund të përdoren vlerat e përafëruara të dhëna në **(EN 1998-1, 5.2.2.2(5))**

Faktori që pasqyron mënyrën mbizotëruese të shkatërrimit në sistemet strukturorë me mure (kw) merret si në vijim:

- $k_w=1,00$  *për sistemet ramë dhe sistemet dualë ramë-ekuivalent*
- $k_w=(1+\alpha_0)/3 \leq 1$ , por jo më pak se 0,5 *për sistemet me mure, me mure-ekuivalent dhe me fleksibilitet në përdredhje*

Bazuar në sa mesiper, sipas rregullsisë në plan/lartësi dhe klasifikimit të sistemit strukturor, të dhënat dhe rezultatet për strukturën në studim paraqiten në tabelën mëposhte:

**Te dhena:**

Kategoria e objektit	RAME
Kategoria e Duktilitetit	Duktilitet i Mesem
Sistem I rregullt në plan:	JO
Sistem I rregullt në lartësi:	JO

**Rezultatet:**

	$\alpha_u/\alpha_1$	$q_0$	$k_w$	$q$
	1.15	3.45	1.00	3.60

$$q = 3.60$$

✓ **Faktori i sjelljes  $q=3.60$**

## 6.4 Percaktimi i spektrit të projektimit

Për aplikimin e metodës së Analizës së Reagimit Spektral (Response Spectrum Analyses) – (duke përdorur faktorin e sjelljes  $q$ ) komponenti horizontal i spektrit të projektimit, referuar **EN 1998-1 3.2.2.5**, merret nga shprehjet e mëposhtme:

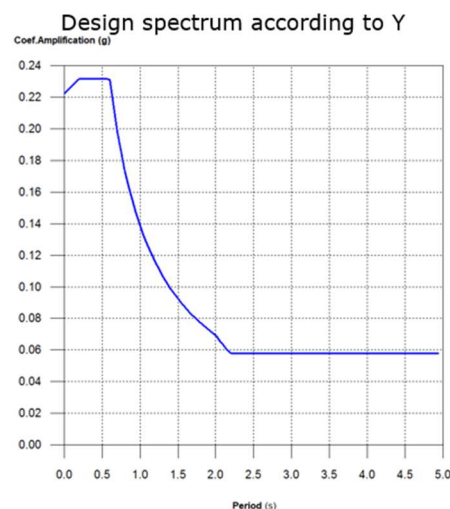
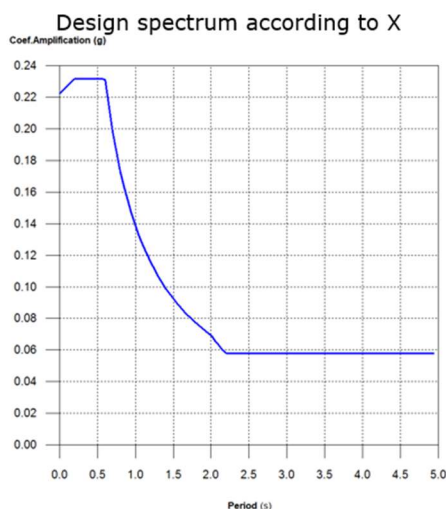
$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T & \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}
 \end{aligned}$$

Te dhenat e nxjerra nga analiza e paragrafeve te meparshem, paraqiten te permbledhura si vijon:

- Kategoria e Truallit C
- Shpejtimi maksimal i trualli  $a_g=0.3g$
- Klasa e duktilitetit DCM
- Tipi I spektrit Tipi 1 ( $M>5.5$ )
- Klasa e rendesise II ( $\gamma_i=1.0$ )
- Faktori i sjelljes  $q=3.50$
- Shuarja viskoze  $\xi=5\%$
- Faktori i kufirit të poshtëm  $\beta=0.2$   
në spektrin e projektimit

Bazuar ne shprehjet dhe te dhenat e mesiperme, paraqitja tabelare dhe grafike e spektrit te projektimit te struktures do te jete:

EN 1998-1 (3.2.2.5)



## 6.5 Format modale

Ne tabelen e mëposhtme paraqiten modet e lekudjeve të strukturës me perioden dhe faktorët e pjesëmarrjes së masës.

Mode	T	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Loadcase X(1)	Loadcase Y(1)
Mode 1	0.324	1	0.0002	90.46 %	0 %	R = 3.6 A = 2.272 m/s <sup>2</sup> D = 6.0422 mm	R = 3.6 A = 2.272 m/s <sup>2</sup> D = 6.0422 mm
Mode 2	0.151	0.9851	0.1719	0.05 %	0 %	R = 3.1 A = 2.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.30062 mm	R = 3.1 A = 2.25 m/s <sup>2</sup> D = 1.30062 mm
Mode 3	0.127	0.0004	1	0 %	20.28 %	R = 2.85 A = 2.239 m/s <sup>2</sup> D = 0.91624 mm	R = 2.85 A = 2.239 m/s <sup>2</sup> D = 0.91624 mm
Mode 4	0.124	0.0012	1	0 %	1.34 %	R = 2.82 A = 2.237 m/s <sup>2</sup> D = 0.87003 mm	R = 2.82 A = 2.237 m/s <sup>2</sup> D = 0.87003 mm
Mode 5	0.123	0.016	0.9999	0 %	2.99 %	R = 2.82 A = 2.237 m/s <sup>2</sup> D = 0.86252 mm	R = 2.82 A = 2.237 m/s <sup>2</sup> D = 0.86252 mm
Mode 6	0.122	0.0847	0.9964	0.01 %	0.52 %	R = 2.8 A = 2.236 m/s <sup>2</sup> D = 0.84196 mm	R = 2.8 A = 2.236 m/s <sup>2</sup> D = 0.84196 mm
Mode 7	0.120	0.0166	0.9999	0 %	0.83 %	R = 2.78 A = 2.235 m/s <sup>2</sup> D = 0.81152 mm	R = 2.78 A = 2.235 m/s <sup>2</sup> D = 0.81152 mm
Mode 8	0.119	0.004	1	0 %	27.3 %	R = 2.77 A = 2.235 m/s <sup>2</sup> D = 0.80074 mm	R = 2.77 A = 2.235 m/s <sup>2</sup> D = 0.80074 mm
Mode 9	0.115	0.1787	0.9839	0 %	0.04 %	R = 2.73 A = 2.233 m/s <sup>2</sup> D = 0.74834 mm	R = 2.73 A = 2.233 m/s <sup>2</sup> D = 0.74834 mm

## 6.6 Llogaritja e zhvendosjeve dhe kontrolli i tyre.

Zhvendosjet e çdo pike të strukturës janë marrë nga shumëzimi i zhvendosjeve, i asaj pike të nxjerra nga analiza lineare, me faktorin e sjelljes  $q$  (EN 1998-1, 4.3.4(1)P), duke marrë në konsideratë efektin përdredhës të veprimit sizmik.

Elementet strukturale janë kontrolluar për zhvendosjet nën veprimin e katër ngarkesave të panormuara:

- perhershme + perkohshme;
- perhershme + ere;
- perhershme + sizmike;

Limitet e zhvendosjeve per ngarkesat e perkohshme jane:

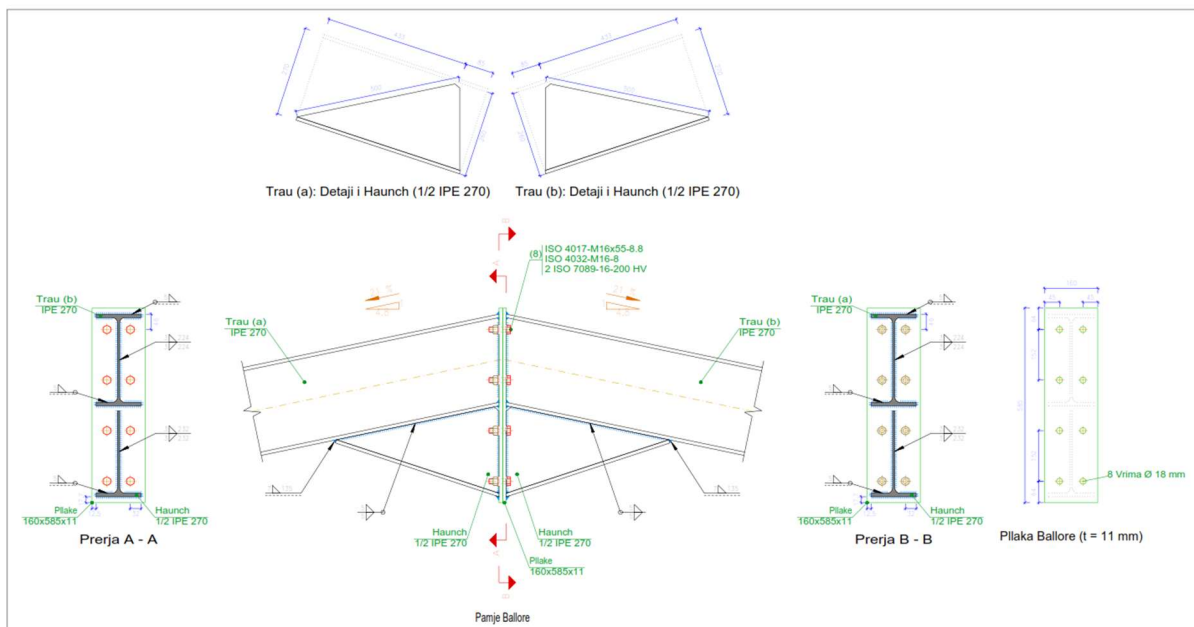
- |   |       |
|---|-------|
| • Konsol                                    | L/180 |
| • Trare qe suportojne materiale te thyeshme | L/360 |
| • Trare qe suportojne mure                  | L/500 |
| • Trare te tjere                            | L/200 |

### 6.6.1 Verifikimi i drifteve dhe efektet e rendit te dyte

**Kerkesa e kufizimit te demtimeve** konsiderohet kur driftet e kateve jane ne perputhje me **EN 1998-1 4.4.3.2:**

$$d_r v \leq 0.005h$$

**NYJA 1 SH 1: 10**



## 7 KONKLUZIONE

Si perfundim, bazuar ne llogaritjet analitike te struktures nga modelimi ne 3D dhe te dhenave te pasqyruara ne kete raport, arrijme ne perfundimin qe:

- Te gjitha ngarkesat,te perhershme te perkohshme dhe te vecanta (sizmike) jane marre ne perputhje me KTP-N2-89 dhe Eurokodin 8.
- Kombinimet e ngarkesave jane bere ne perputhje me EC2 dhe EC8.
- Objekti eshte i rregullt dhe i projektuar me sistem konstruktiv **RAME**
- Zhvendosjet dhe driftet rezultojne brenda normave te percaktuara nga Eurocodet perkates.
- Perioda e lekundjve te modit te pare eshte brenda vlerave rekomanduese te Eurokod 8.
- Skemat e deformimit jane translative (2 te parat) dhe rrotulluese e treta.
- Konstruimi i te gjitha strukturave eshte bere duke respektuar KTP-N2-89 por dhe Eurocodet 2 dhe 8.
- Strukturat jane projektuar me material te klasave te larta te pershtatshme per ndertime te ketij lloji dhe per zona me sizmicitet te konsiderueshem.

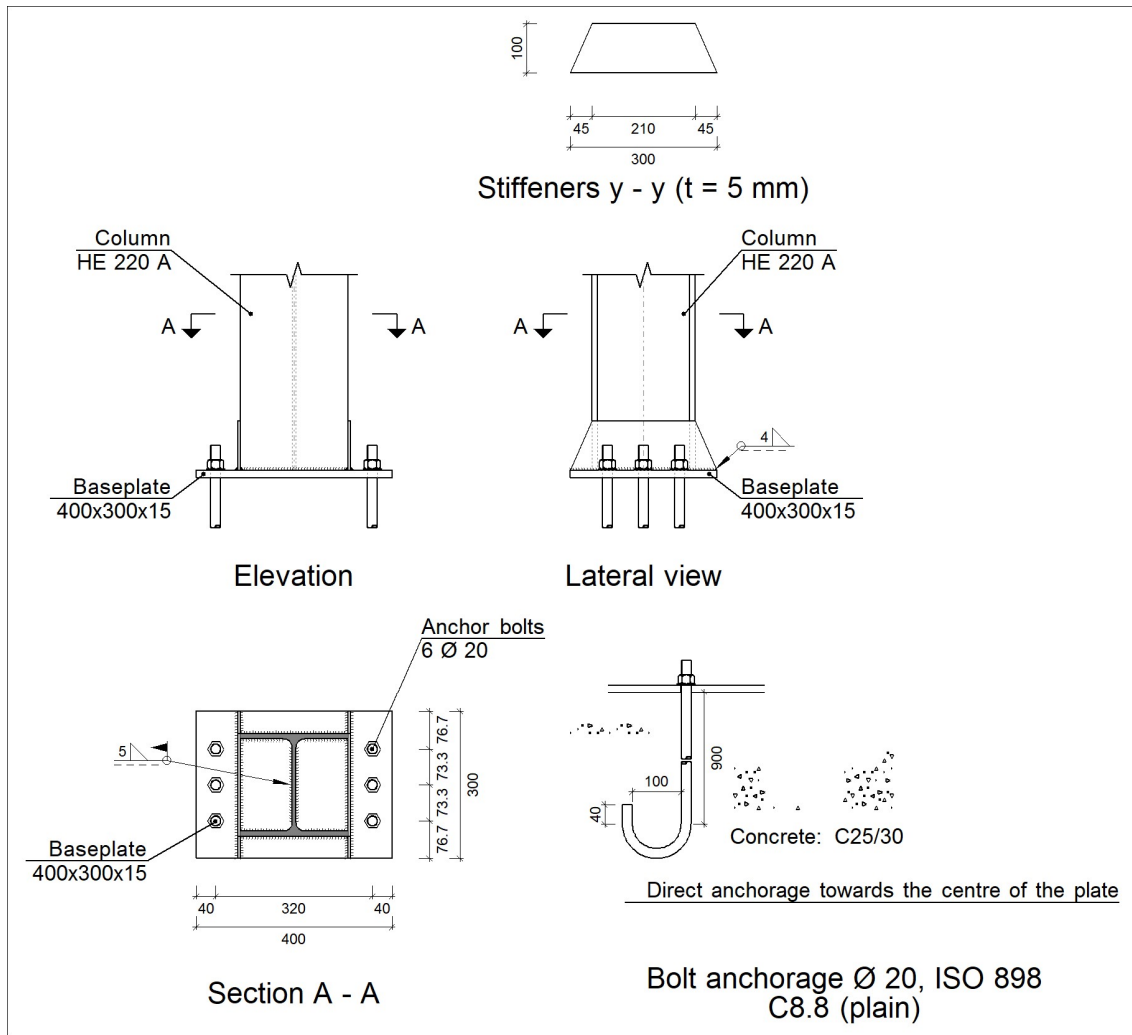
**„2H-Construction“ sh.p.k**

**Ing. Hekuran HOXHALLI**

# ANEKS - 1

## Verifikimi i Nyjeve

a) Detail



b) Description of the joint components

Complementary elements									
Element	Geometry			Holes		Steel			
	Diagram	Width (mm)	Depth (mm)	Thickness (mm)	Quantity	Diameter (mm)	Type	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Baseplate		400	300	15	6	20	S235 (EN 1993-1-1)	235.0	360.0
Stiffener		300	100	5	-	-	S235 (EN 1993-1-1)	235.0	360.0

c) Code check

1) Column HE 220 A

Welded connections

Geometrical checks									
Ref.	Type	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Angle (degrees)				
Perimeter weld to the plate	Fillet	5	1098	7.0	90.00				
<i>a: Effective throat thickness</i> <i>l: Length of welds</i> <i>t: Material thicknesses</i>									
Resistance check									
Ref.	Von Mises stress					Normal stress		f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β <sub>w</sub>
	σ <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ <sub>  </sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Value (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)	σ <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)		
Perimeter weld to the plate	The check does not apply.							360.0	0.80

2) Baseplate

Reference:		
Code checks	Values	Status
Minimum separation of bolts: <i>2 diameters</i>	Minimum: 40 mm Calculated: 74 mm	Verified
Minimum bolt-section separation: <i>2 diameters</i>	Minimum: 40 mm Calculated: 45 mm	Verified
Minimum bolt-edge separation: <i>2 diameters</i>	Minimum: 40 mm Calculated: 40 mm	Verified
Stiffener slenderness: - Parallel to Y:	Maximum: 50 Calculated: 38	Verified
Minimum bolt length: <i>The necessary anchor length due to adherence is calculated.</i>	Minimum: 68 cm Calculated: 90 cm	Verified
Bolt anchorage in concrete: - Tension: - Shear: - Tension + Shear:	Maximum: 88.65 kN Calculated: 34.16 kN Maximum: 62.05 kN Calculated: 32.12 kN Maximum: 88.65 kN Calculated: 80.05 kN	Verified Verified Verified
Stress in bolt stem:	Maximum: 141.71 kN Calculated: 34.16 kN	Verified
Von Mises stress in bolt stem:	Maximum: 640 MPa Calculated: 224.722 MPa	Verified
Bolt crushing in plate: <i>Shear strength of a bolt acting against the plate</i>	Maximum: 141 kN Calculated: 32.12 kN	Verified
Von Mises stress in global sections:	Maximum: 235 MPa	



Reference:		
Code checks	Values	Status
- Right:	Calculated: 79.8127 MPa	Verified
- Left:	Calculated: 86.1207 MPa	Verified
- Up:	Calculated: 67.6202 MPa	Verified
- Down:	Calculated: 74.7859 MPa	Verified
Equivalent global deflection: <i>Cantilever deformation limitation</i>	Minimum: 250	
- Right:	Calculated: 3225.25	Verified
- Left:	Calculated: 3677.45	Verified
- Up:	Calculated: 27985.3	Verified
- Down:	Calculated: 42998.7	Verified
Local Von Mises stress: <i>Tensile stress of bolts over overhanging plates</i>	Maximum: 235 MPa Calculated: 0 MPa	Verified
All the checks have been verified		

### Welded connections

Geometrical checks								
Ref.	Type	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Angle (degrees)			
Stiffener y-y (x = -113): Weld to the baseplate	Fillet	4	300	5.0	90.00			
Stiffener y-y (x = 113): Weld to the baseplate	Fillet	4	300	5.0	90.00			
<i>a: Effective throat thickness</i> <i>l: Length of welds</i> <i>t: Material thicknesses</i>								
Resistance check								
Ref.	Von Mises stress				Normal stress		$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta_w$
	$\sigma_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{  }$ (N/mm <sup>2</sup> )	Value (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)	$\sigma_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
Stiffener y-y (x = -113): Weld to the baseplate	The check does not apply.						360.0	0.80
Stiffener y-y (x = 113): Weld to the baseplate	The check does not apply.						360.0	0.80

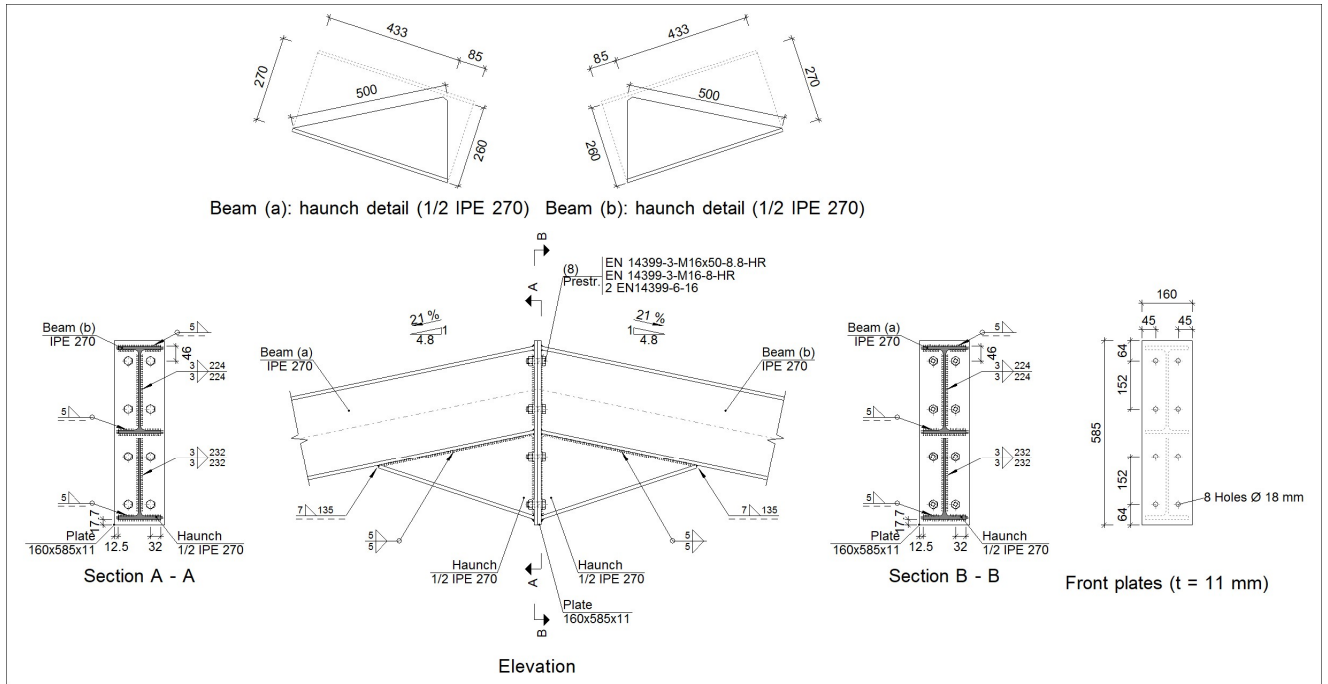
#### d) Takeoff

Welds				
$f_u$ (MPa)	Site	Type	Throat thickness (mm)	Weld length (mm)
360.0	Shop	Fillet	4	1156
	Carried out in situ	Fillet	5	1098

Bolt elements			
Type	Material	Quantity	Description
Nuts	Class 8	6	ISO 4032-M20
Washers	Hardness 200 HV	6	ISO 7089-20

<b>Baseplates</b>				
Material	Elements	Quantity	Dimensions (mm)	Weight (kg)
S235 (EN 1993-1-1)	Baseplate	1	400x300x15	14.13
	Continuous stiffeners	2	300/210x100/0x5	2.00
				Total
ISO 898 C8.8 (plain)	Anchor bolts	6	Ø 20 - L = 935 + 228	17.22
				Total

a) Detail

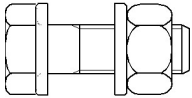


b) Description of the joint components

Sections									
Element	Description	Geometry					Steel		
		Diagram	Total depth (mm)	Flange width (mm)	Flange thickness (mm)	Web thickness (mm)	Type	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Beam	IPE 270		270	135	10.2	6.6	S235 (EN 1993-1-1)	235.0	360.0

Complementary elements									
Element	Geometry				Holes		Steel		
	Diagram	Width (mm)	Depth (mm)	Thickness (mm)	Quantity	Diameter (mm)	Type	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Front plate		160	585	11	8	18	S235 (EN 1993-1-1)	235.0	360.0

Fastener elements									
Description	Prestressed	Geometry			Steel				
		Diagram	Diameter	Length (mm)	Class	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)		

Fastener elements							
Description	Prestressed	Geometry			Steel		
		Diagram	Diameter	Length (mm)	Class	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
EN 14399-3-M16x50-8.8-HR EN 14399-3-M16-8-HR 2 EN14399-6-16	X		M16	50	8.8	640.0	800.0

c) Code check

1) Beam (a) IPE 270

Resistance checks					
Component	Code checks	Units	Worst case	Resistant	Use (%)
Web	Loads concentrated on the web	kN	0.00	184.98	0.00

### Welded connections

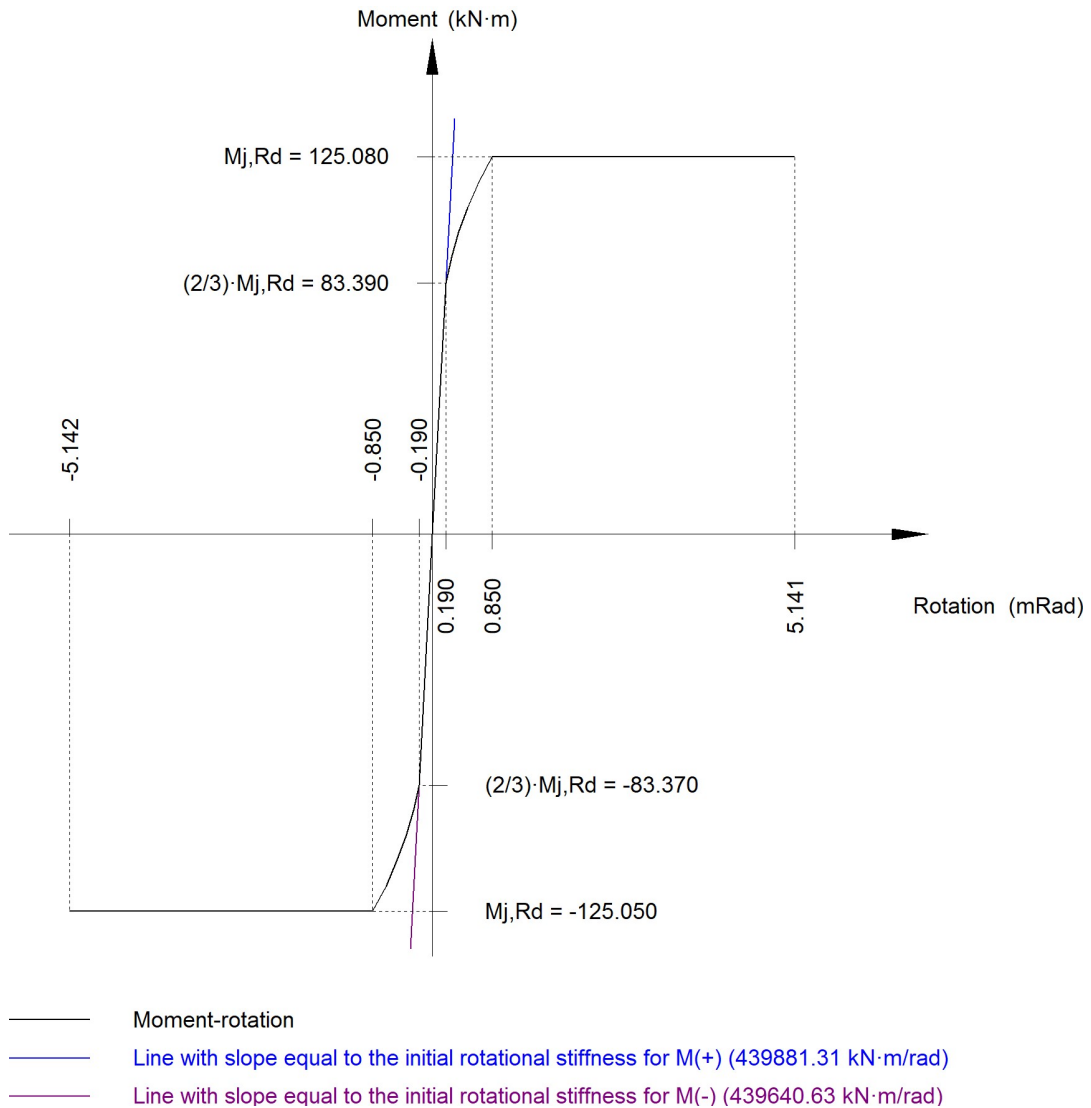
Geometrical checks						
Ref.	Type	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Angle (degrees)	
Top flange weld	Fillet	5	135	10.2	78.23	
Web weld	Fillet	3	224	6.6	90.00	
Bottom flange weld	Fillet	5	135	10.2	78.23	
Weld of the web of the haunch	Fillet	3	247	6.6	90.00	
Weld of the flange of the haunch	Fillet	5	135	10.2	71.82	
Weld of the haunch web to the bottom flange	Fillet	5	500	6.6	90.00	
Weld of the haunch flange to the bottom flange	Fillet	7	135	10.2	60.05	

*a: Effective throat thickness*  
*l: Length of welds*  
*t: Material thicknesses*

Resistance check									
Ref.	Von Mises stress					Normal stress		$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta_w$
	$\sigma_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{  }$ (N/mm <sup>2</sup> )	Value (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)	$\sigma_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)		
Top flange weld	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Web weld	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Bottom flange weld	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the web of the haunch	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the flange of the haunch	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the haunch web to the bottom flange	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the haunch flange to the bottom flange	The check does not apply.							360.0	0.80

Initial rotational stiffness	xy plane (kN·m/rad)	xz plane (kN·m/rad)
Designed for positive moments	17667.12	439881.31
Designed for negative moments	17667.12	439640.63

### Behaviour of the connection for simple bending in plane xz



Code checks	Units	Worst case	Resistant	Use (%)
Ratio between modes 1 and 3	--	0.99	1.80	54.88
Resistant moment	kNm	0.00	125.08	0.00
Rotation capacity	mm	11.00	10.63	103.50

2) Beam (b) IPE 270

Resistance checks					
Component	Code checks	Units	Worst case	Resistant	Use (%)
Web	Loads concentrated on the web	kN	0.00	184.98	0.00

Welded connections

**Geometrical checks**

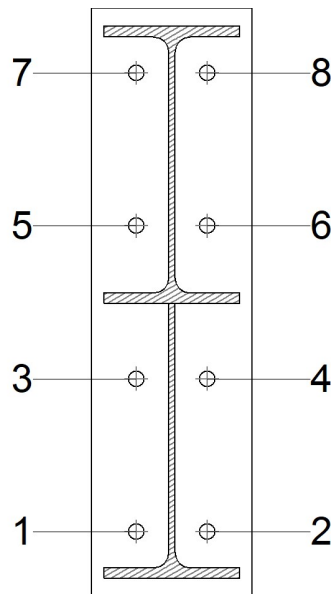
Ref.	Type	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Angle (degrees)
Top flange weld	Fillet	5	135	10.2	78.23
Web weld	Fillet	3	224	6.6	90.00
Bottom flange weld	Fillet	5	135	10.2	78.23
Weld of the web of the haunch	Fillet	3	247	6.6	90.00
Weld of the flange of the haunch	Fillet	5	135	10.2	71.82
Weld of the haunch web to the bottom flange	Fillet	5	500	6.6	90.00
Weld of the haunch flange to the bottom flange	Fillet	7	135	10.2	60.05

a: Effective throat thickness  
l: Length of welds  
t: Material thicknesses

### Resistance check

Ref.	Von Mises stress					Normal stress		f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β <sub>w</sub>
	σ <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ <sub>  </sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Value (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)	σ <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)		
Top flange weld	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Web weld	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Bottom flange weld	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the web of the haunch	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the flange of the haunch	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the haunch web to the bottom flange	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the haunch flange to the bottom flange	The check does not apply.							360.0	0.80

### Bolt checks



### Dispositions

Bolt	Designation	d <sub>0</sub> (mm)	e <sub>1</sub> (mm)	e <sub>2</sub> (mm)	p <sub>1</sub> (mm)	p <sub>2</sub> (mm)	m (mm)
1	EN 14399-3-M16x50-8.8-HR	18.0	--	45	152	71	32.0
2	EN 14399-3-M16x50-8.8-HR	18.0	--	45	152	71	32.0
3	EN 14399-3-M16x50-8.8-HR	18.0	--	45	152	71	32.0

Dispositions							
Bolt	Designation	d <sub>0</sub> (mm)	e <sub>1</sub> (mm)	e <sub>2</sub> (mm)	p <sub>1</sub> (mm)	p <sub>2</sub> (mm)	m (mm)
4	EN 14399-3-M16x50-8.8-HR	18.0	--	45	152	71	32.0
5	EN 14399-3-M16x50-8.8-HR	18.0	--	45	152	71	32.0
6	EN 14399-3-M16x50-8.8-HR	18.0	--	45	152	71	32.0
7	EN 14399-3-M16x50-8.8-HR	18.0	--	45	152	71	32.0
8	EN 14399-3-M16x50-8.8-HR	18.0	--	45	152	71	32.0

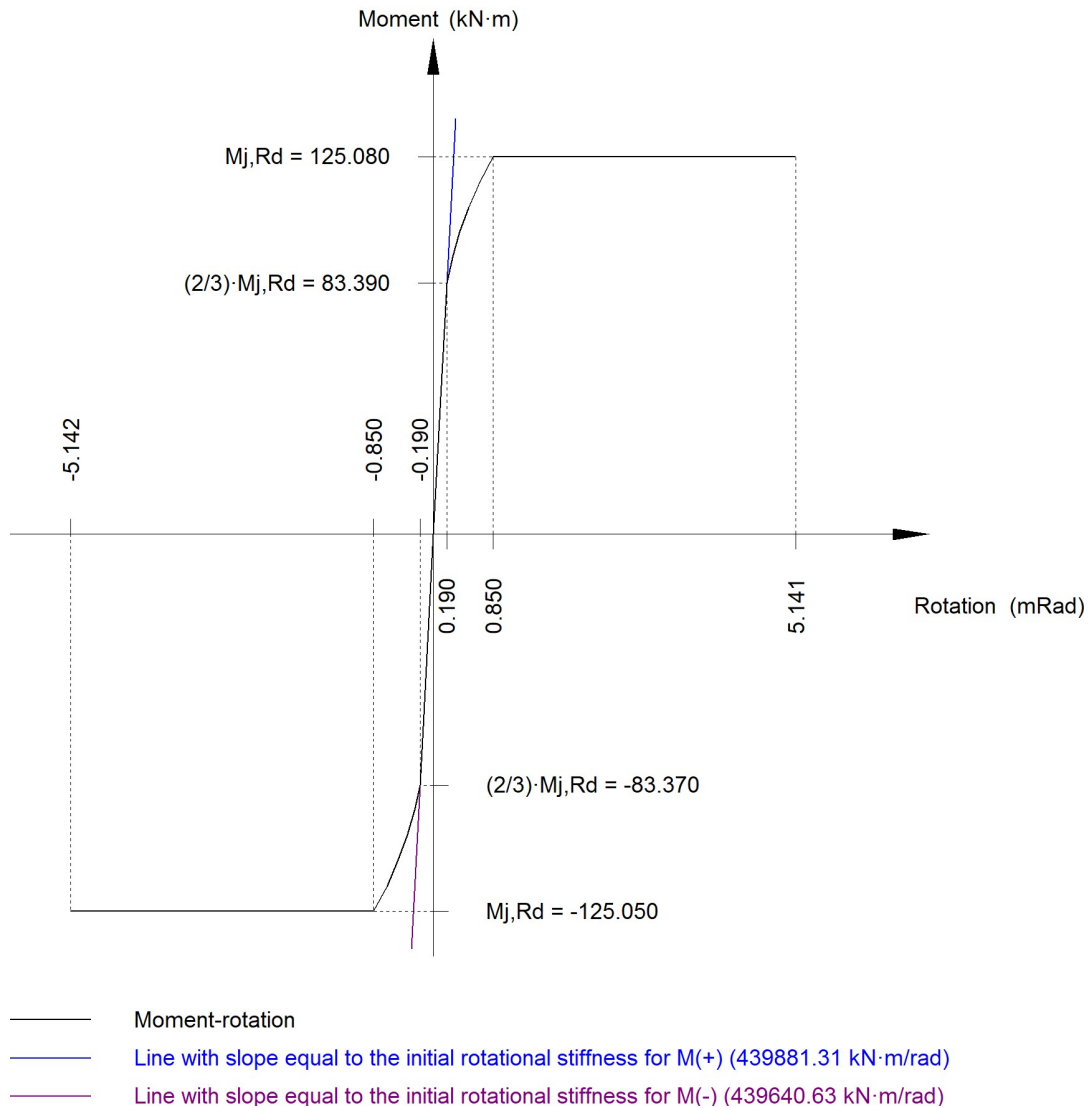
--: The check does not apply.

Resistance					
Bolt	Shear				Max. usage (%)
	Code checks	Worst case (kN)	Resistant (kN)	Use (%)	
1	Slip	0.000	28.134	0.00	0.00
2	Slip	0.000	28.134	0.00	0.00
3	Slip	0.000	28.134	0.00	0.00
4	Slip	0.000	28.134	0.00	0.00
5	Slip	0.000	28.134	0.00	0.00
6	Slip	0.000	28.134	0.00	0.00
7	Slip	0.000	28.134	0.00	0.00
8	Slip	0.000	28.134	0.00	0.00

Initial rotational stiffness	xy plane (kN·m/rad)	xz plane (kN·m/rad)
Designed for positive moments	17667.12	439881.31
Designed for negative moments	17667.12	439640.63

**Behaviour of the connection for simple bending in plane xz**

### Behaviour of the connection for simple bending in plane xz



Code checks	Units	Worst case	Resistant	Use (%)
Ratio between modes 1 and 3	--	0.99	1.80	54.88
Resistant moment	kNm	0.00	125.08	0.00
Rotation capacity	mm	11.00	10.63	103.50

d) Takeoff

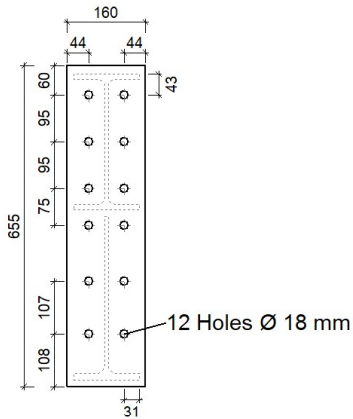
Welds				
$f_u$ (MPa)	Site	Type	Throat thickness (mm)	Weld length (mm)
360.0	Shop	Fillet	3	1825
			5	3424
			7	270



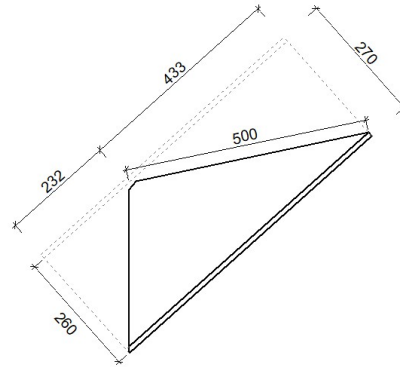
<b>Plates</b>				
Material	Type	Quantity	Dimensions (mm)	Weight (kg)
S235 (EN 1993-1-1)	Plates	2	160x585x11	16.16
				Total

<b>Bolt elements</b>			
Type	Material	Quantity	Description
Bolts	Class 8.8	8	EN 14399-3-M16x50-HR
Nuts	Class 8	8	EN 14399-3-M16-HR
Washers	Hardness 200 HV	16	EN14399-6-16

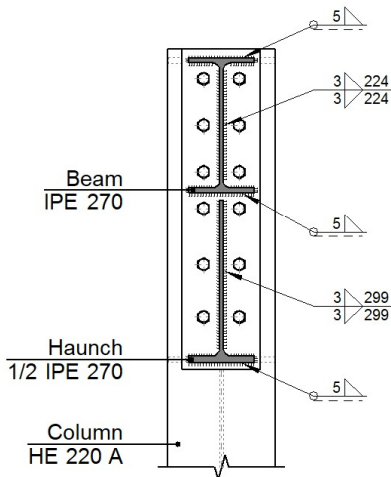
a) Detail



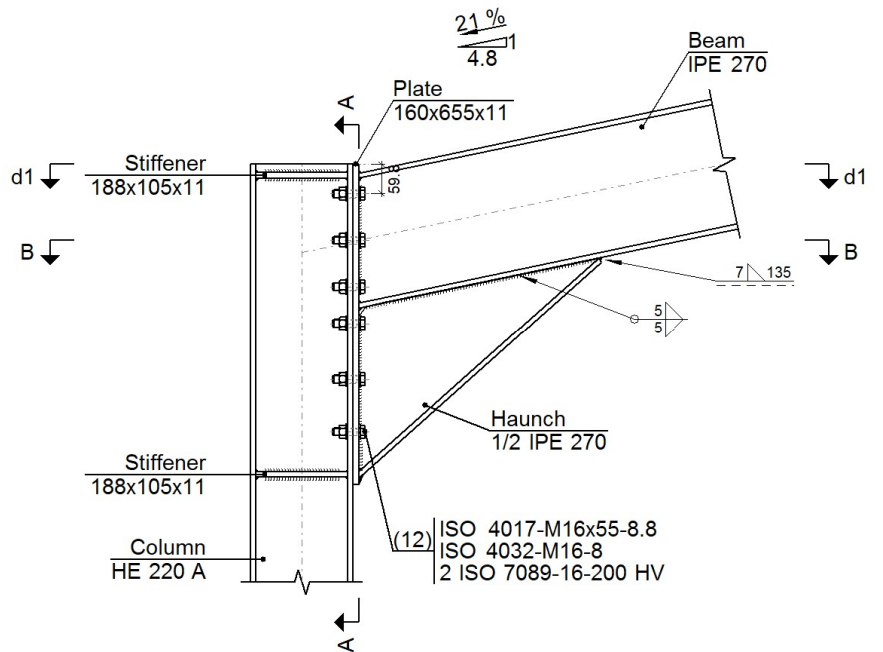
Front plate of beam IPE 270  
(t = 11 mm)



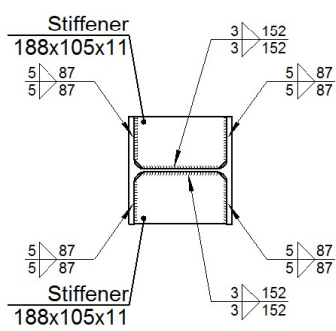
Haunch detail (1/2 IPE 270)



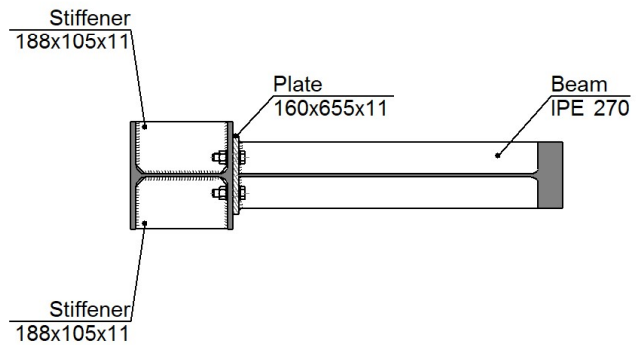
Section A - A



Elevation

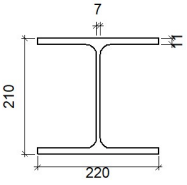
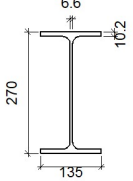


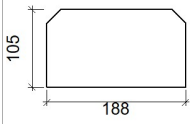
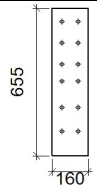
d1. Detail of welds: stiffeners  
to Column HE 220 A

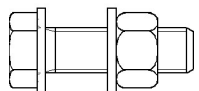


Section B - B

b) Description of the joint components

Sections									
Element	Description	Geometry					Steel		
		Diagram	Total depth (mm)	Flange width (mm)	Flange thickness (mm)	Web thickness (mm)	Type	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Column	HE 220 A		210	220	11	7	S235 (EN 1993-1-1)	235.0	360.0
Beam	IPE 270		270	135	10.2	6.6	S235 (EN 1993-1-1)	235.0	360.0

Complementary elements									
Element	Geometry				Holes		Steel		
	Diagram	Width (mm)	Depth (mm)	Thickness (mm)	Quantity	Diameter (mm)	Type	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Stiffener		188	105	11	-	-	S235 (EN 1993-1-1)	235.0	360.0
Front plate: Beam IPE 270		160	655	11	12	18	S235 (EN 1993-1-1)	235.0	360.0

Fastener elements						
Description	Geometry			Steel		
	Diagram	Diameter	Length (mm)	Class	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
ISO 4017-M16x55-8.8 ISO 4032-M16-8 2 ISO 7089-16-200 HV		M16	55	8.8	640.0	800.0

c) Code check

1) Column HE 220 A

**Resistance checks**

Component	Code checks	Units	Worst case	Resistant	Use (%)	
Panel	Slenderness	--	--	--	38.92	
	Shear	kN	148.34	532.35	27.87	
Top stiffener	Von Mises stress	N/mm <sup>2</sup>	24.84	235.00	10.57	
Bottom stiffener	Von Mises stress	N/mm <sup>2</sup>	74.03	235.00	31.50	
Top stiffener	Von Mises stress	N/mm <sup>2</sup>	24.75	235.00	10.53	
Bottom stiffener	Von Mises stress	N/mm <sup>2</sup>	74.00	235.00	31.49	
Flange	Tear-out	N/mm <sup>2</sup>	187.51	235.00	79.79	
	Shear	N/mm <sup>2</sup>	180.86	235.00	76.96	
Beam IPE 270	Flange	Tension due to bending	kN	4.42	167.38	2.64
		Tension	kN	0.93	209.77	0.44
	Web	Tension	kN	3.27	105.99	3.09

### Welded connections

Geometrical checks									
Ref.	Type	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Angle (degrees)				
Weld of the top stiffener to the flanges	Fillet	5	87	11.0	90.00				
Weld of the top stiffener to the web	Fillet	3	152	7.0	90.00				
Weld of the bottom stiffener to the flanges	Fillet	5	87	11.0	90.00				
Weld of the bottom stiffener to the web	Fillet	3	152	7.0	90.00				
Weld of the top stiffener to the flanges	Fillet	5	87	11.0	90.00				
Weld of the top stiffener to the web	Fillet	3	152	7.0	90.00				
Weld of the bottom stiffener to the flanges	Fillet	5	87	11.0	90.00				
Weld of the bottom stiffener to the web	Fillet	3	152	7.0	90.00				
<i>a: Effective throat thickness</i> <i>l: Length of welds</i> <i>t: Material thicknesses</i>									
Resistance check									
Ref.	Von Mises stress					Normal stress		f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β <sub>w</sub>
	σ <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	τ <sub>  </sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Value (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)	σ <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)		
Weld of the top stiffener to the flanges	19.1	19.1	2.2	38.5	10.68	19.1	7.38	360.0	0.80
Weld of the top stiffener to the web	0.0	0.0	20.2	34.9	9.71	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the bottom stiffener to the flanges	57.5	57.5	1.7	115.1	31.98	57.5	22.20	360.0	0.80
Weld of the bottom stiffener to the web	0.0	0.0	60.7	105.1	29.20	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the top stiffener to the flanges	19.1	19.1	2.2	38.3	10.64	19.1	7.37	360.0	0.80
Weld of the top stiffener to the web	0.0	0.0	20.2	34.9	9.70	0.0	0.00	360.0	0.80
Weld of the bottom stiffener to the flanges	57.5	57.5	1.0	115.1	31.97	57.5	22.20	360.0	0.80
Weld of the bottom stiffener to the web	0.0	0.0	60.7	105.1	29.21	0.0	0.00	360.0	0.80

### 2) Beam IPE 270

Resistance checks					
Component	Code checks	Units	Worst case	Resistant	Use (%)
Front plate	Tension due to bending	kN	3.27	105.69	3.10
Flange	Compression	kN	82.57	433.51	19.05
	Tension	kN	1.17	161.80	0.72

Web	Loads concentrated on the web	kN	71.42	184.98	38.61
	Tension	kN	3.27	147.33	2.22

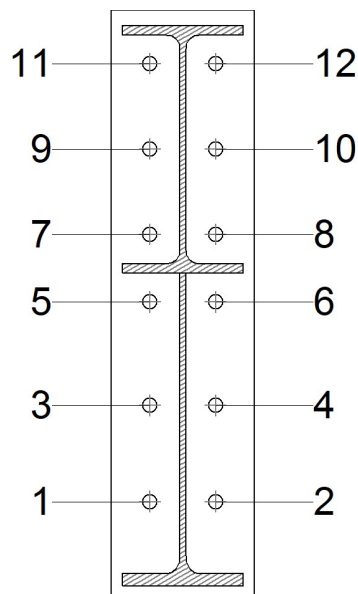
### Welded connections

Geometrical checks						
Ref.	Type	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Angle (degrees)	
Top flange weld	Fillet	5	135	10.2	78.23	
Web weld	Fillet	3	224	6.6	90.00	
Bottom flange weld	Fillet	5	135	10.2	78.23	
Weld of the web of the haunch	Fillet	3	314	6.6	90.00	
Weld of the flange of the haunch	Fillet	5	135	10.2	48.28	
Weld of the haunch web to the bottom flange	Fillet	5	500	6.6	90.00	
Weld of the haunch flange to the bottom flange	Fillet	7	135	10.2	60.05	

*a: Effective throat thickness*  
*l: Length of welds*  
*t: Material thicknesses*

Resistance check									
Ref.	Von Mises stress					Normal stress		$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta_w$
	$\sigma_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{  }$ (N/mm <sup>2</sup> )	Value (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)	$\sigma_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Use (%)		
Top flange weld	8.4	10.3	1.0	19.9	5.52	10.3	3.98	360.0	0.80
Web weld	20.5	20.5	28.1	63.6	17.67	20.5	7.90	360.0	0.80
Bottom flange weld	0.0	0.0	3.1	5.4	1.49	2.0	0.78	360.0	0.80
Weld of the web of the haunch	43.6	43.6	28.1	99.9	27.74	43.6	16.82	360.0	0.80
Weld of the flange of the haunch	26.7	59.5	1.0	106.5	29.58	57.9	22.33	360.0	0.80
Weld of the haunch web to the bottom flange	0.4	0.4	2.1	3.7	1.03	1.0	0.39	360.0	0.80
Weld of the haunch flange to the bottom flange	The check does not apply.							360.0	0.80

### Bolt checks



Dispositions							
Bolt	Designation	d <sub>0</sub> (mm)	e <sub>1</sub> (mm)	e <sub>2</sub> (mm)	p <sub>1</sub> (mm)	p <sub>2</sub> (mm)	m (mm)
1	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	107	73	33.0
2	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	107	73	33.0
3	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	107	73	33.0
4	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	107	73	33.0
5	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	75	73	32.0
6	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	75	73	32.0
7	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	75	73	32.7
8	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	75	73	32.7
9	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	95	73	33.0
10	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	95	73	33.0
11	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	95	73	32.3
12	ISO 4017-M16x55-8.8	18.0	--	44	95	73	32.3

--: The check does not apply.

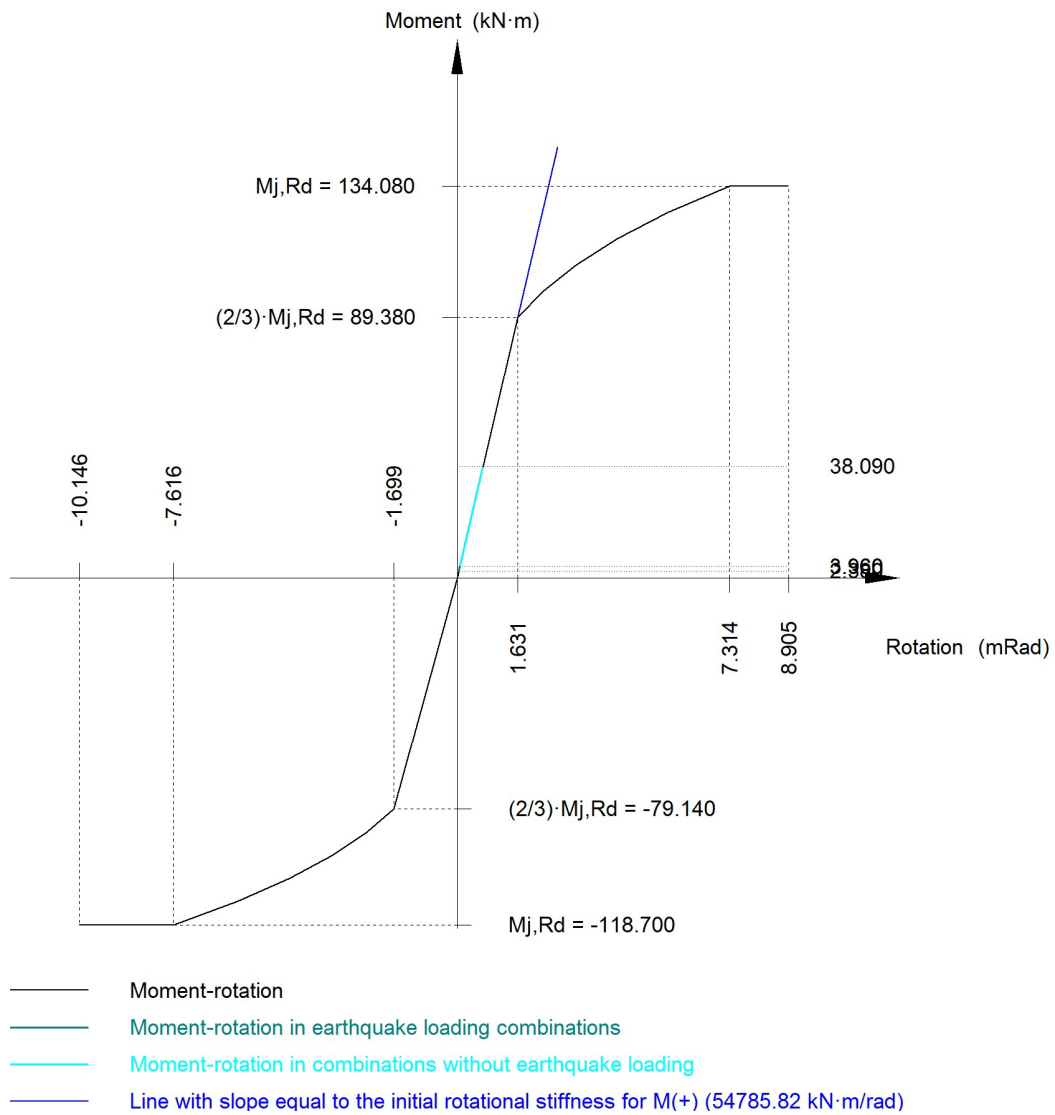
Resistance										
Bolt	Shear				Tension				Tension and shear interaction	Max. usage (%)
	Code checks	Worst case (kN)	Resistance (kN)	Use (%)	Code checks	Worst case (kN)	Resistance (kN)	Use (%)	Use (%)	
1	Transverse section	7.574	60.288	12.56	Transverse section	0.000	90.432	0.00	12.56	12.56
	Bearing	7.574	126.720	5.98	Punching shear	0.000	151.528	0.00		
2	Transverse section	7.572	60.288	12.56	Transverse section	0.000	90.432	0.00	12.56	12.56
	Bearing	7.571	126.690	5.98	Punching shear	0.000	151.528	0.00		
3	Transverse section	7.574	60.288	12.56	Transverse section	0.000	90.432	0.00	12.56	12.56
	Bearing	7.574	126.720	5.98	Punching shear	0.000	151.528	0.00		
4	Transverse section	7.572	60.288	12.56	Transverse section	0.000	90.432	0.00	12.56	12.56
	Bearing	7.571	126.689	5.98	Punching shear	0.000	151.528	0.00		
5	Transverse section	7.574	60.288	12.56	Transverse section	0.872	90.432	0.96	12.56	12.56
	Bearing	7.574	126.720	5.98	Punching shear	0.872	151.528	0.58		
6	Transverse section	7.572	60.288	12.56	Transverse section	0.872	90.432	0.96	12.56	12.56
	Bearing	7.572	126.688	5.98	Punching shear	0.872	151.528	0.58		
7	Transverse section	7.574	60.288	12.56	Transverse section	1.518	90.432	1.68	12.56	12.56
	Bearing	7.574	126.720	5.98	Punching shear	1.518	151.528	1.00		

Resistance										
Bolt	Shear				Tension				Tension and shear interaction	Max. usage (%)
	Code checks	Worst case (kN)	Resistance (kN)	Use (%)	Code checks	Worst case (kN)	Resistance (kN)	Use (%)	Use (%)	
8	Transverse section	7.573	60.288	12.56	Transverse section	1.518	90.432	1.68	12.56	12.56
	Bearing	7.572	126.688	5.98	Punching shear	1.518	151.528	1.00		
9	Transverse section	7.574	60.288	12.56	Transverse section	2.450	90.432	2.71	12.56	12.56
	Bearing	7.574	126.720	5.98	Punching shear	2.450	151.528	1.62		
10	Transverse section	7.573	60.288	12.56	Transverse section	2.450	90.432	2.71	12.56	12.56
	Bearing	7.572	126.687	5.98	Punching shear	2.450	151.528	1.62		
11	Transverse section	7.574	60.288	12.56	Transverse section	2.791	90.432	3.09	12.56	12.56
	Bearing	7.574	126.720	5.98	Punching shear	2.791	151.528	1.84		
12	Transverse section	7.573	60.288	12.56	Transverse section	2.791	90.432	3.09	12.56	12.56
	Bearing	7.572	126.686	5.98	Punching shear	2.791	151.528	1.84		

Initial rotational stiffness	xy plane (kN·m/rad)	xz plane (kN·m/rad)
Designed for positive moments	5783.08	54785.82
Designed for negative moments	5783.08	46578.04

**Behaviour of the connection for simple bending in plane xz**

### Behaviour of the connection for simple bending in plane xz



Code checks	Units	Worst case	Resistant	Use (%)
Ratio between modes 1 and 3	--	0.99	1.80	54.88
Resistant moment	kNm	38.09	134.08	28.41
Rotation capacity	mm	11.00	10.63	103.50

d) Takeoff

Welds				
$f_u$ (MPa)	Site	Type	Throat thickness (mm)	Weld length (mm)
360.0	Shop	Fillet	3	2293
			5	3134
			7	135



<b>Plates</b>				
Material	Type	Quantity	Dimensions (mm)	Weight (kg)
S235 (EN 1993-1-1)	Stiffeners	4	188x105x11	6.82
	Plates	1	160x655x11	9.05
				Total

<b>Bolt elements</b>			
Type	Material	Quantity	Description
Bolts	Class 8.8	12	ISO 4017-M16x55
Nuts	Class 8	12	ISO 4032-M16
Washers	Hardness 200 HV	24	ISO 7089-16