

AUSFÜHRUNGSPROJEKT - PROGETTO ESECUTIVO

Errichtung einer Primärkabine 132/20kV "CP Laces" - Goldrain

Realizzazione di una cabina primaria 132/20kV "CP Laces" - Coldrano

STANDORT - UBICAZIONE

GEMEINDE / COMUNE: LATSCH / LACES
ORTSCHAFT / LOCALITA': GOLDRAIN / COLDRANO

INHALT - CONTENUTO

STATISCHE PROJEKZ DER STRUKTUREN / PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE
STATISCHER BERICHT / RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Projektant - Progettista:

Dr. Ing. Fleischmann Klaus

Dr. Ing. Ronald Patscheider

INGENIEURBÜRO
Dr.Fleischmann & Dr.Janser



Hauptstraße 43 via principale 1-39021 Latsch/Laces
Tel. 0473 62 23 80 E-Mail: studio.fleischmann@rolmail.net

patscheiderpartner
ENGINEERS

ingenieure/ingegneri patscheider & partner gmbh-srl
tel. +39 0473 83 05 05 - fax +39 0473 83 53 01
info@ipp.bz.it - www.patscheiderpartner.it
glumserstraße 5/k via giorenza
I-39024 mals/malles (bz)



Edyna GmbH | Srl

Rechtssitz **Sede legale**
I-39012 Meran | Laurinstraße 1
I-39012 Merano | Via Laurin 1
Geschäftsstelle Sede operativa
I-39100 Bozen | Linkes Eisackufer 45a
I-39100 Bolzano | Lungo Isarco Sinistro 45a

Sachbearbeiter - Incaricato:

Katrin Schwienbacher

Tel. 0471 1816087; Handy-Nr. 3204229502
Email: Katrin.Schwienbacher@edyna.net

Techniker - Tecnico:

Manuel Domanegg

Tel. 0471 988 067; Handy-Nr. 3204537550
Email: manuel.domanegg@edyna.netnet

Koordinator/Coordinatore:

Ing. Maurizio Larcher

Tel. 0471 986 566
Email: Maurizio.Larcher@edyna.net

Generaldirektor - Direttore Generale

Dr. ALOIS AMORT

DAS VORLIEGENDE DOKUMENT IST MIT DIGITALER UNTERSCHRIFT IM SINNE DES ART. 21 DES GVD 83/2005 UNTERZEICHNET. DIE ABBILDUNG DES SELBEN AUF ANALOGEM DATENTRÄGER ERFOLGTT DURCH DIE EDYNA UND STELLT EINE VOLLSTÄNDIGE UND GETREUE KOPIE DES INFORMATISCHEN ORIGINALS DAS, WELCHES AUF ANFRAGE BEI DER EDYNA ERHÄLTlich IST.

IL PRESENTE DOCUMENTO È SOTTOSCRITTO CON FIRMA DIGITALE AI SENSI DELL'ART. 21 DEL D.LGS. 83/2005. LA RIPRODUZIONE DELLO STESSO SU SUPPORTO ANALOGICO È EFFETTUATA DA EDYNA E COSTITUISCE UNA COPIA INTEGRA E FEDELE DELL'ORIGINALE INFORMATICO DISPONIBILE A RICHIESTA PRESSO L'UNITÀ MITTENTE.

Version Versione	Datum Data	Projekt NR. Edyna Nr. progetto Edyna	Beschreibung Descrizione	PLAN NUMMER NUMERO TAVOLA
Erstversion Prima versione	24.10.2017	380135	PRIMA CONSEGNA	2.A Proj. Verwelsnummer Rif. Progetto: 16-184
2				
3				
4				

Indice

1. Premessa	3
2. Normativa di riferimento	3
2.1 Normativa nazionale.....	3
2.2 Eurocodici.....	3
3. Classificazione dell'opera	4
4. Carichi	4
4.1 Carichi permanenti	4
4.2 Carichi variabili	5
4.2.1 Carico variabile neve.....	5
4.2.2 Carico vento.....	6
4.2.3 Pressione cinetica di riferimento q_b	6
4.2.4 Coefficiente d'esposizione c_e	6
4.2.5 Coefficiente di forma c_p	7
4.3 Azione del sisma	8
4.3.1 Parametrazione sismica dei siti.....	8
4.3.2 Metodo di analisi	8
4.3.2.1 Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento.....	9
4.3.2.2 Stati Limite e relative probabilità di superamento	10
4.3.2.3 Periodi di ritorno T_R	10
4.3.2.4 Calcolo del primo periodo di vibrazione della struttura	10
4.3.2.5 Spettro di risposta elastico e di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali.....	11
4.3.2.6 Metodo di analisi statica-lineare. Calcolo delle forze sismiche fittizie	12
4.3.2.7 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.....	13
5. Materiali	13
5.1 Calcestruzzo e acciaio per armature.....	13
5.1.1 Calcestruzzo	13
5.1.2 Acciaio per armature.....	13
5.2 Acciaio laminato	13
6. Coefficienti di sicurezza e combinazioni delle azioni	14
6.1 Coefficienti di sicurezza.....	14
6.2 Combinazione delle azioni	15
7. Verifiche	16
7.1 Cabina primaria	16
7.1.1 Premessa.....	16
7.1.2 Carichi applicati.....	17
7.1.3 Platea.....	19

7.1.3.1	Ispessimenti sotto le colonne. Nsd=830 kN.....	20
7.1.4	Colonne nel piano interrato.....	21
7.1.5	Solaio sul piano interrato.....	22
7.1.5.1	Verifiche agli SLU.....	22
7.1.5.2	Verifiche agli SLE.....	23
7.2	Fondazioni AT.....	24
7.2.1	Fondazione A.1.....	24
7.3	Fondazioni pali illuminazione.....	25
7.3.1	Palo h=14,00 m, altezza totale H=15,00 m.....	25
7.3.2	Palo h=6,00 m, altezza totale H=6,80 m.....	31
7.4	Brandschutzmauern / Muri di protezione antiincendio.....	32
7.4.1	Carichi.....	32

1. Premessa

La presente relazione ha per oggetto il progetto della cabina primaria per la trasformazione di energia elettrica, committente Società Edyna s.r.l., da realizzarsi in località Coldrano, Comune di Laces, in Provincia di Bolzano ($a_s=680$ m s.l.m.m.).

2. Normativa di riferimento

2.1 Normativa nazionale

- [1] Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4.02.2008 - Suppl. Ordinario n° 30.
- [2] Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008, Circolare 2 febbraio 2009, n.617, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n. 27.

2.2 Eurocodici

- [3] UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì specifici, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- [4] UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [5] UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [6] UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture.

3. Classificazione dell'opera

Le azioni di calcolo sono state determinate considerando l'opera come appartenente al Tipo 3, a cui è associata una vita nominale $V_N \geq 100$ anni e alla Classe d'uso IV ai sensi del D.M. 14.01.2008. Le azioni sismiche sono state determinate facendo riferimento alla zonizzazione sismica nazionale, tenendo conto della Categoria di sottosuolo e della Categoria topografica come riportato al Capitolo 6 del D.M. 14.01.2008. Per l'opera in esame il Coefficiente d'uso vale $c_u=2,0$ e pertanto il periodo di riferimento per il calcolo dell'azione sismica vale

$$V_R = V_N \cdot c_u = 100 \cdot 2,0 = 200 \text{anni}$$

4. Carichi

4.1 Carichi permanenti

Decke über Erdgeschoss (Dach) / Solaio sul piano terra (copertura)

Lamiera in acciaio corten s=3 mm					0,30	kN/m ²
Struttura di sostegno lamiera					0,10	kN/m ²
Viapol Abdichtung					0,02	kN/m ²
Plattendecke 6+20+4=30/60					4,16	kN/m ²
Isolazione	d= 7,5	cm	$\gamma= 0,3$	kN/m ³	0,02	kN/m ²
					g= 4,60	kN/m²

Decke über Untergeschoss / Solaio sul piano interrato

Bodenbelag					0,30	kN/m ²
Estrich	d= 7,0	cm	$\gamma= 22,0$	kN/m ³	1,54	kN/m ²
Plattendecke 6+20+4=30/60					4,16	kN/m ²
					g= 6,00	kN/m²

Fundament / Fondazione

Bodenbelag					0,30	kN/m ²
Estrich	d= 7,0	cm	$\gamma= 22,0$	kN/m ³	1,54	kN/m ²
Massivplatte	d= 30,0	cm	$\gamma= 25,0$	kN/m ³	7,50	kN/m ²
					g= 9,34	kN/m²

Treppen / Scale

Bodenbelag					0,50	kN/m ²
Struktur (s=15 cm)					6,46	kN/m ²
					g= 6,96	kN/m²

Wände / pareti

Stahlbetonwand	d= 25 cm	6,25 kN/m ²
	d= 30 cm	7,50 kN/m ²

Peso trasformatore	g=10,0 kN
Peso bobina Petersen fissa	g=17,50 kN
Peso bobina Petersen mobile	g=45,50 kN

4.2 Carichi variabili

Solaio di copertura	
Carico d'esercizio	q=1,50 kN/m ²
Solaio su piano interrato	
Carico d'esercizio	q=6,00 kN/m ²
Platea	
Carico d'esercizio	q=6,00 kN/m ²

4.2.1 Carico variabile neve

Il carico della neve sulla copertura viene valutato con l'espressione

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_E \cdot c_t$$

dove

q_{sk} è il valore caratteristico del carico neve al suolo;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

c_E è il coefficiente di esposizione;

c_t è il coefficiente termico.

Luogo: Coldrano (BZ) ($a_s=680$ m s.l.m.m.) ZONA I - ALPINA

Secondo la formula del Decreto Provinciale del 18 ottobre 2002, n. 43, il valore del carico neve la suolo si ottiene dalla formula ($a_s < 1500$ m s.l.m.m.)

$$q_{sk} = 1,293 \left(1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right) = 1,293 \left(1 + \left(\frac{680}{728} \right)^2 \right) = 2,42 \text{ kN/m}^2$$

Con $\mu = 0.8$ ($\alpha=6^\circ$) il valore del carico neve in copertura vale

$$q_s = 0,8 \cdot 2,42 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,94 \text{ kN/m}^2$$

4.2.2 Carico vento

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. La pressione del vento viene valutata con l'espressione

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

q_b è il valore della pressione cinetica;

c_e è il coefficiente d'esposizione;

c_p è il coefficiente di forma;

c_d è il coefficiente di topografia posto generalmente uguale a 1,0.

4.2.3 Pressione cinetica di riferimento q_b

$$q_b = 0,5 \cdot v_b^2 \cdot \rho / 1000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 metri dal suolo su un terreno di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni, calcolato con

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500m \end{aligned}$$

Località: Coldrano (BZ) - (ZONA 1, Tab. 3.3.I)

Quota sul livello del medio mare: $a_s = 680$ m s.l.m.m.

$$v_{b0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$k_a = 0,010 \text{ 1/s}$$

Si ottiene

$$v_b = 25 \text{ m/s}$$

$$q_b = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

4.2.4 Coefficiente d'esposizione c_e

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

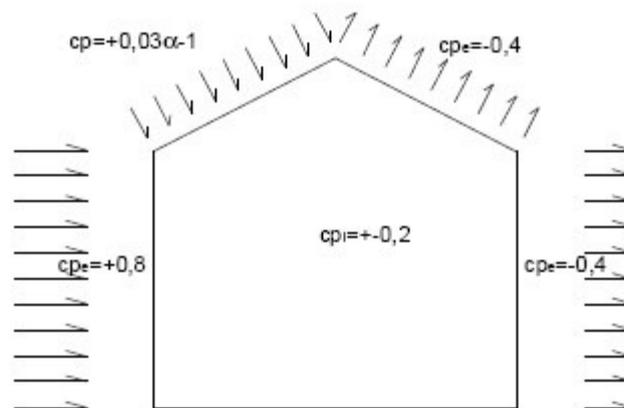
Classe di rugosità del terreno: B (Tab. 3.3.III)

Classe di esposizione del sito: IV (Fig. 3.3.2)

$$k_r = 0,22, \quad z_0 = 0,30 \text{ m}, \quad z_{\min} = 8 \text{ m}$$

4.2.5 Coefficiente di forma c_p

Edifici



In generale i coefficienti di pressione dipendono dal rapporto L/B tra le dimensioni planimetriche dell'edificio. Per edifici a pianta rettangolare e con coperture piane, a falde inclinate o curve, e il cui rapporto tra le dimensioni lineari planimetriche è compreso tra 1/3 e 3, per la valutazione della pressione esterna si può assumere indicativamente

- per elementi sopravvento con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$ $c_{pe} = + 0,8$;
- per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$ $c_{pe} = + 0,03 \alpha - 1$
(α in gradi);
- per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento e paralleli al vento $c_{pe} = - 0,4$;

Per la valutazione della pressione interna si può assumere indicativamente:

- per costruzioni completamente stagne $c_{pi} = 0,0$;
- per costruzioni non stagne con aperture distribuite di superficie uniforme:
 $c_{pi} = \pm 0,2$ (scegliendo il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole)
- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale:

$$c_{pi} = + 0,8 \quad \text{quando la parete aperta è sopravvento};$$

$$c_{pi} = - 0,5 \quad \text{quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento};$$

Per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale

$$c_{pe} + c_{pi} = \pm 1,2 \quad \text{per gli elementi normali alla direzione del vento};$$

$c_{pi} = \pm 0,2$ per i rimanenti elementi.

Nel seguito si calcoleranno le azioni del vento con riferimento al valore di c_e massimo ($c_e = 1,63$) e al valore di $c_d = 1,0$. Quindi

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,41 \cdot 1,63 \cdot c_p \cdot 1,0 = 0,67 \cdot c_p \quad [\text{kN/m}^2]$$

4.3 Azione del sisma

4.3.1 Parametrazione sismica dei siti

Categoria di sottosuolo

Si ritiene che il sito possa rientrare nella classe C della Tabella 3.2.II del D. M. 14.01.2008.
C – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica

I terreni analizzati, aventi una inclinazione media inferiore a 15° rientrano nella Categoria topografica T1, a cui corrisponde il coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,0$.

Per gli altri parametri, necessari per la valutazione dell'azione sismica si assumono i seguenti valori:

- coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,0$
- zona sismica del sito 4
- coordinate del sito latitudine = 46°,37, longitudine = 10°,50

4.3.2 Metodo di analisi

L'analisi di stabilità in condizioni sismiche viene eseguita secondo il metodo pseudostatico. Con questo metodo l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W della costruzione.

Tutte le strutture realizzate sono in cemento armato normale. Le tipologie costruttive sono da ricondursi a telai. Date le tipologie strutturali si ritiene lecito eseguire un'analisi lineare elastica. Data l'incertezza nello stabilire il valore del periodo del primo modo di vibrare della struttura, si assumerà il valore massimo dell'ordinata dello spettro di risposta.

Sotto l'effetto delle azioni sismiche dovrà essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio: il rispetto degli stati limite ultimi si considera conseguito qualora siano soddisfatte le verifiche per il solo Stato Limite di Collasso (SLC). Inoltre si considerano soddisfatte tutte le verifiche degli stati limite di esercizio, se sono soddisfatte le verifiche per il solo Stato Limite di Danno (SLD).

Non essendoci sbalzi superiori ai 4 m, né strutture di tipo spingente, si considererà solo la componente orizzontale dell'azione sismica.

Si esegue un'analisi lineare statica, dato che la risposta sismica in ogni direzione principale, non dipende significativamente dai modi di vibrare superiori. L'equilibrio verrà trattato staticamente e si modellerà l'azione sismica attraverso lo spettro di progetto.

Per la valutazione dello spettro relativo allo Stato Limite Ultimo di Collasso (SLC) si impone la scelta del fattore di struttura q_0 . Per la costruzione in esame, con struttura portante verticale realizzata quasi interamente in muratura portante, e solo in minima parte da pilastri in calcestruzzo armato, e orizzontamenti in calcestruzzo armato, si ritiene lecito di poter attribuire a q_0 il valore prudenziale di 2,0.

4.3.2.1 Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,019	2,578	0,155
50	0,024	2,567	0,183
72	0,028	2,584	0,202
101	0,032	2,608	0,218
140	0,036	2,630	0,239
201	0,040	2,645	0,263
475	0,052	2,703	0,295
975	0,063	2,805	0,315
2475	0,080	2,911	0,334

a_g accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

4.3.2.2 Stati Limite e relative probabilità di superamento

Stati Limite		P _{VR} Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V _R
Stati Limite di Esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati Limite Ultimi	SLV	10 %
	SLC	5 %

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

4.3.2.3 Periodi di ritorno T_R

STATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _c * [s]
SLO	120	0,034	2,620	0,229
SLD	201	0,040	2,645	0,263
SLV	1898	0,074	2,881	0,329
SLC	2475	0,080	2,911	0,334

Valori dei parametri a_g, F₀ e T_c* per i periodi di ritorno associati.

4.3.2.4 Calcolo del primo periodo di vibrazione della struttura

Il metodo di calcolo statico-lineare è adottabile se la durata di vibrazione propria dell'edificio è

$$T_1 < 2,5 \cdot T_c$$

, l'edificio non supera un'altezza di 40 m e le condizioni generali soddisfano le condizioni per un edificio regolare conformemente al D. M. 14/01/2008 punto 7.3.3.2.

Il valore di T_c è funzione della categoria di sottosuolo e si calcola con la

$$T_c = C_c \cdot T_c^*$$

Il valore del coefficiente C_c è fornito dalla tabella seguente (Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/2008)

Categoria sottosuolo	S _s	C _c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$C_c = 1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,2}$

C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$C_c = 1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$C_c = 1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,5}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$C_c = 1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,4}$

Nel caso in esame la categoria di sottosuolo è la C. Con $T_c^*=0,334$ s si ottiene

$$C_c = 1,05 \cdot (0,334)^{-0,33} = 1,508$$

$$T_c = 1,508 \cdot 0,334^{2,66} = 0,504$$

4.3.2.5 Spettro di risposta elastico e di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle espressioni seguenti

$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

$$T_B = \frac{T_C}{3} = \frac{0,504}{3} = 0,168 \text{ s}$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4,0 \cdot 0,080 + 1,6 = 1,92 \text{ s}$$

Assumendo che $T_B < T_1 < T_C$, vale

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

con

$$a_g = 0,080g = 0,785 \text{ m/s}^2$$

$$F_0 = 2,911$$

Per la categoria di sottosuolo C il valore di S_s si ricava dalla Tabella 3.2.V

$$S_s = 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1,70 - 0,60 \cdot 2,911 \cdot 0,080 = 1,560$$

con la limitazione $S_s \leq 1,50$, quindi si assume $S_s = 1,50$. Quindi

$$S = S_s \cdot S_T = 1,560 \cdot 1,00 = 1,560$$

Il coefficiente η è funzione del fattore di struttura q

$$\eta = \frac{1}{q}$$

dove $q = q_0 \cdot K_R$.

Per la struttura in esame si ritiene di poter assumere il fattore di struttura q_0 il valore 2,0.

La costruzione si considera regolare in altezza e quindi $K_R = 1,0$. Quindi

$$q = q_0 \cdot K_R = 2,0 \cdot 1,0 = 2,0$$

e

$$\eta = \frac{1}{2,0} = 0,50$$

L'ordinata dello spettro di risposta vale

$$S_d[g](T_1) = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0,080 \cdot 1,560 \cdot 0,50 \cdot 2,911 = 0,182$$

4.3.2.6 Metodo di analisi statica-lineare. Calcolo delle forze sismiche fittizie

La forza da applicare a livello di ciascun impalcato si calcola con la formula seguente

$$F_i = F_H \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

dove

$$F_H = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

è la forza sismica totale

F_i è la forza da applicare al piano i

W_i e W_j sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione delle masse i e j

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

W è il peso complessivo della costruzione

$$W = G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

λ è un coefficiente che nel caso in esame vale 1,0

g è l'accelerazione di gravità

4.3.2.7 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

La combinazione sismica è quella indicata al paragrafo 5.2, in cui l'azione sismica E è valutata tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

con i coefficienti di combinazione riportati nella tabella del paragrafo 5.2.

5. Materiali

5.1 Calcestruzzo e acciaio per armature

5.1.1 Calcestruzzo

Classe di resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck,cil}=28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}=35 \text{ N/mm}^2$

5.1.2 Acciaio per armature

Tipo di acciaio	B450C
Valore caratteristico della resistenza a rottura	$f_{tk}=540 \text{ N/mm}^2$
Valore caratteristico della resistenza a snervamento	$f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$

5.2 Acciaio laminato

Valori nominali della resistenza a rottura e a snervamento di acciaio laminato [N/mm²]:

Spessore dei piatti $t \leq 40\text{mm}$:

N/mm ²	S 235	S 275	S 355
	Fe 360	Fe 430	Fe 510
f_{uk}	360	430	510
f_{yk}	235	275	355

f_{uk} resistenza caratteristica a rottura

f_{yk} resistenza caratteristica a snervamento

Valori nominali della resistenza a rottura e a snervamento per i bulloni [N/mm²]:

Classe di resistenza del bullone	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb}	240	300	320	400	480	640	900
f_{yk}	400	400	500	500	600	800	1000

f_{ub} resistenza caratteristica a rottura

f_{yb} resistenza caratteristica a snervamento

6. Coefficienti di sicurezza e combinazioni delle azioni

6.1 Coefficienti di sicurezza

Calcestruzzo	$\gamma_M = 1,50$
Acciaio da cemento armato	$\gamma_M = 1,15$
Acciaio laminato	$\gamma_{M0} = 1,05$
Collegamenti bullonati	$\gamma_{M2} = 1,25$
Legno massiccio	$\gamma_M = 1,50$
Legno lamellare incollato	$\gamma_M = 1,45$

6.2 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_1 + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Si riporta di seguito una tabella con i valori dei coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi di equilibrio come corpo rigido (EQU), strutturali (STR) e geotecnici (GEO).

Tipologia azione		Coefficiente γ_F	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.35	1.0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.35	1.3
Carichi variabili (veicoli)	Favorevoli	γ_{Q1}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

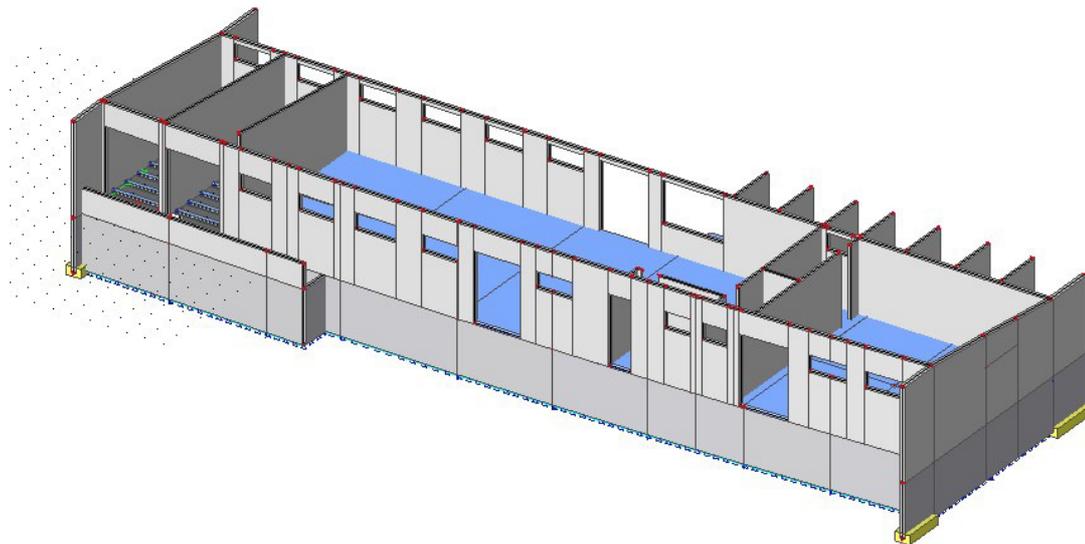
Si riportano, nella tabella seguente, i valori dei coefficienti di combinazione.

Categoria / Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

7. Verifiche

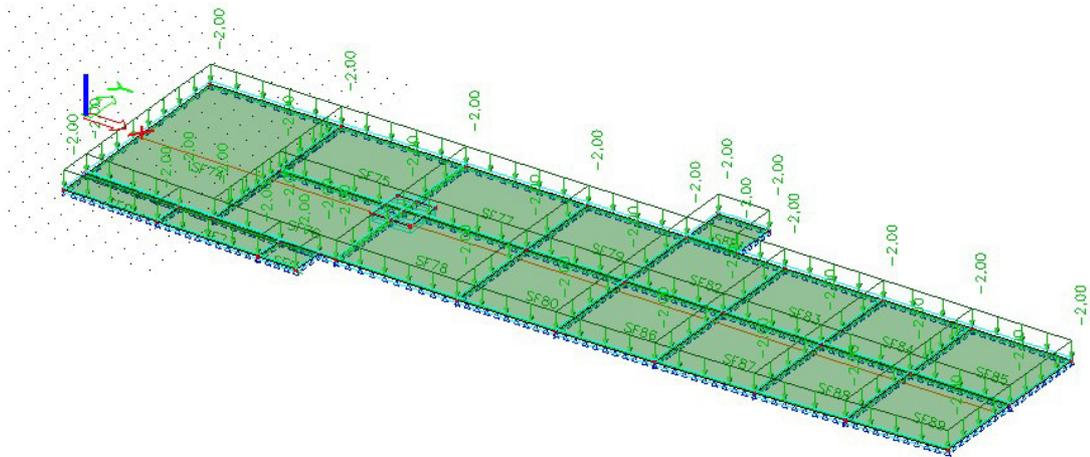
7.1 Cabina primaria

7.1.1 Premessa

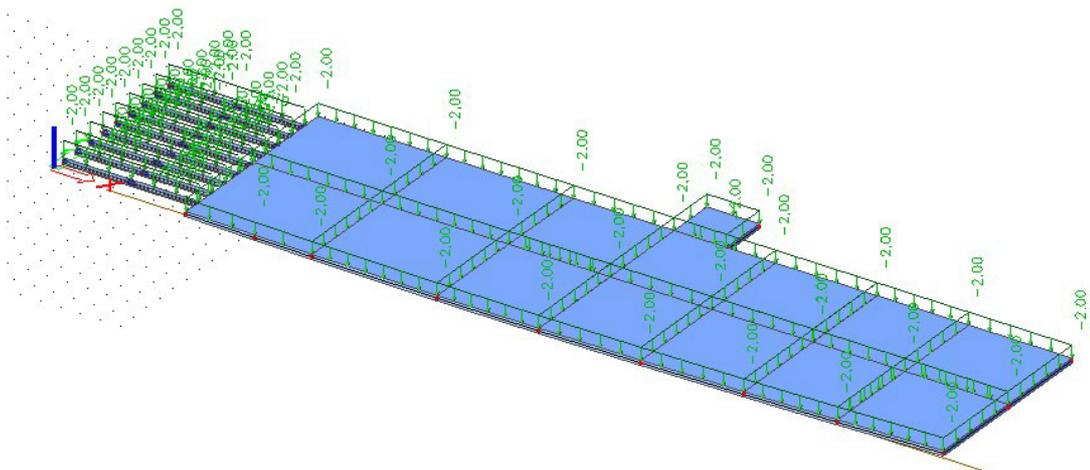


Modello agli elementi finiti della struttura.

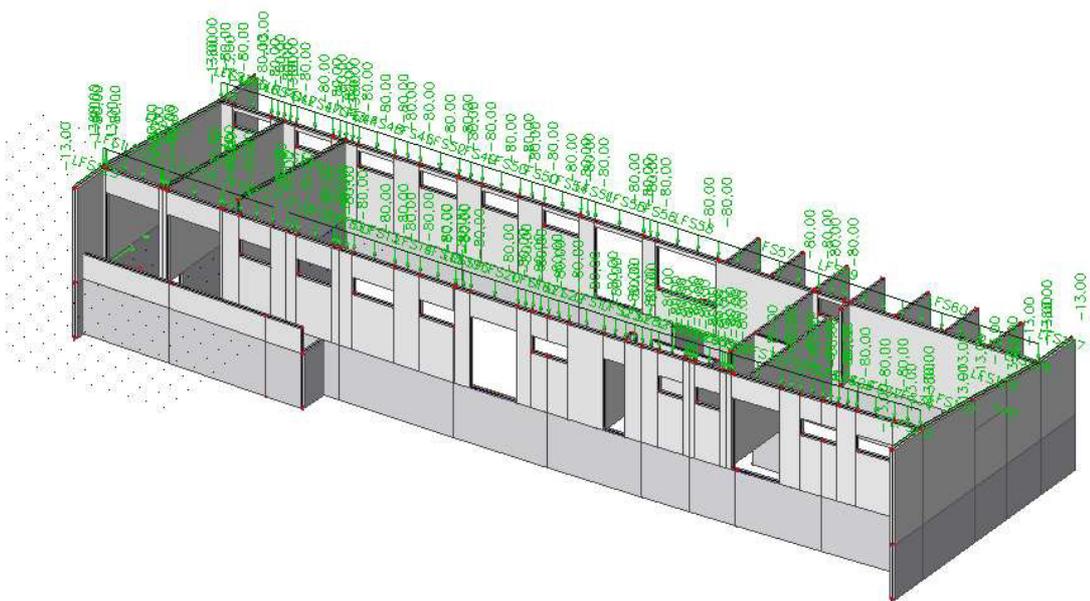
7.1.2 Carichi applicati



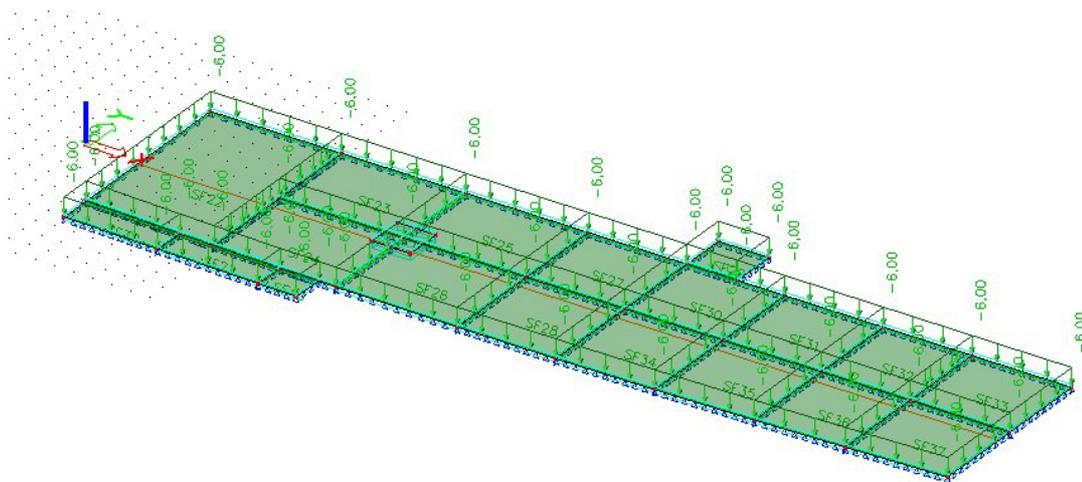
Sovraccarico permanente sulla platea.



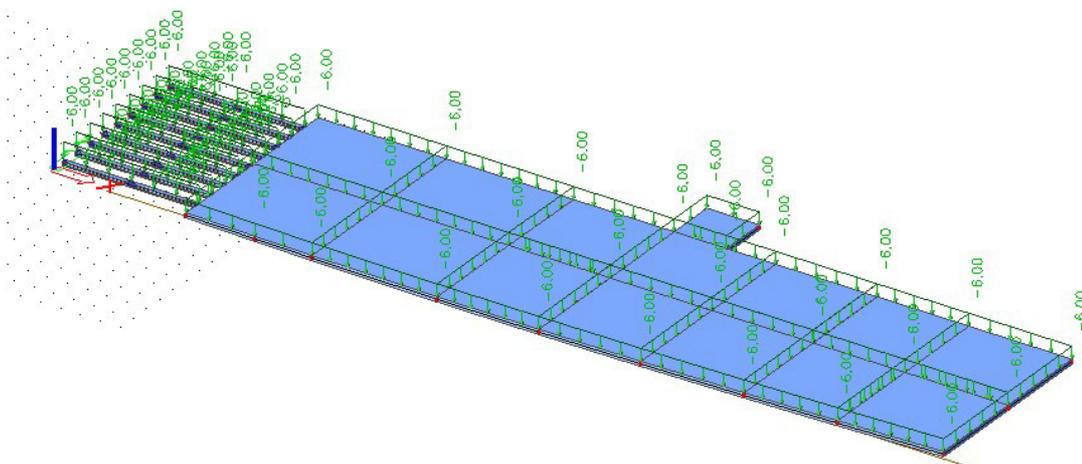
Sovraccarico permanente sul solaio sul piano interrato.



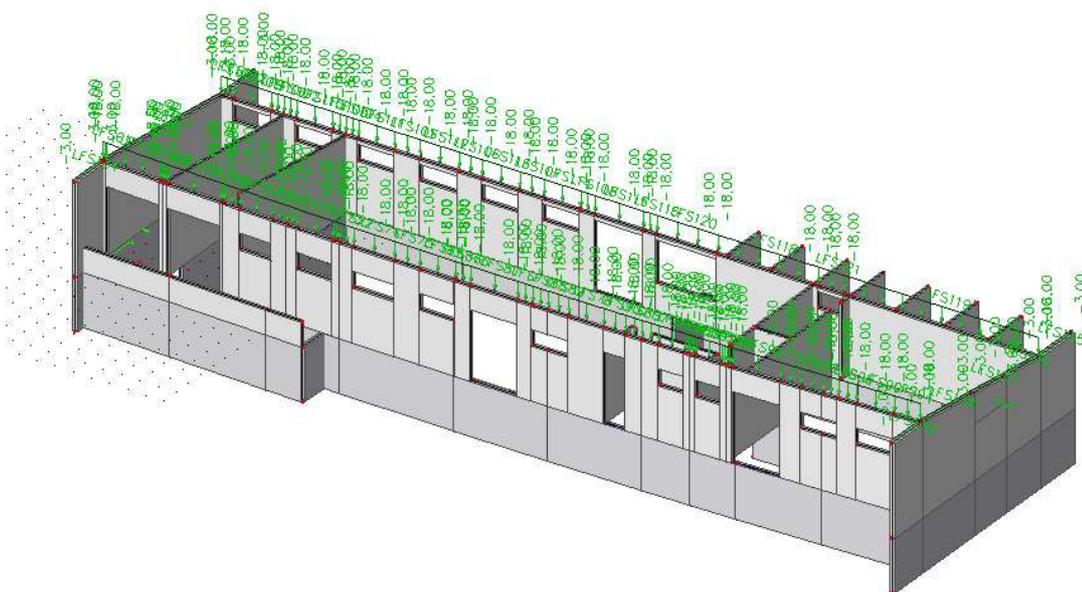
Sovraccarico permanente sul solaio di copertura.



Sovraccarico variabile sulla platea.

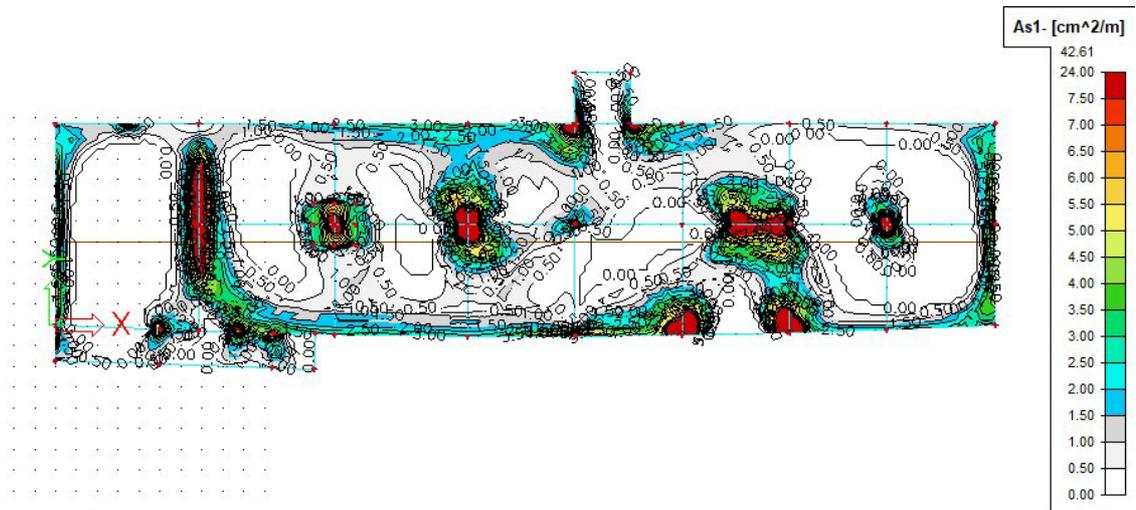


Sovraccarico variabile sul solaio sul piano interrato.

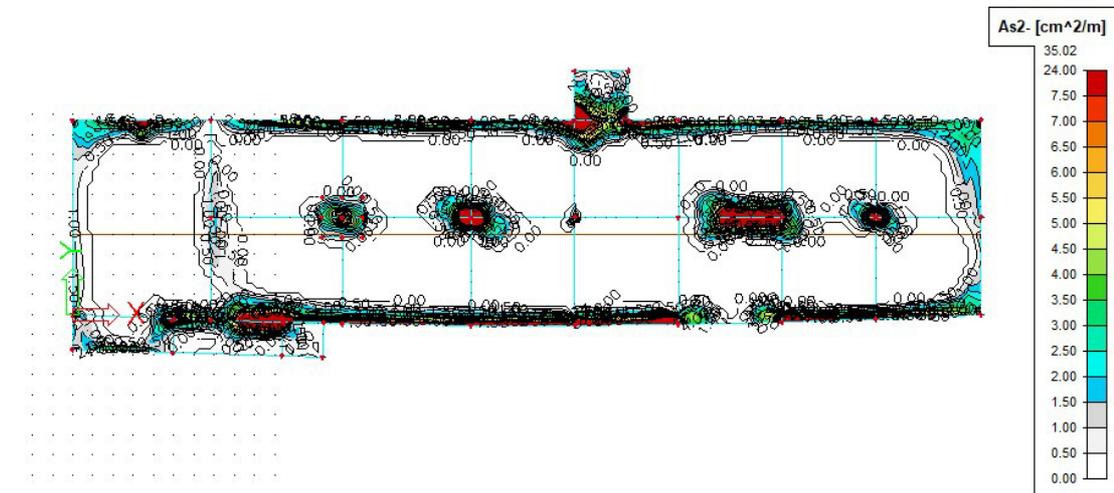


Sovraccarico variabile sul solaio di copertura (neve).

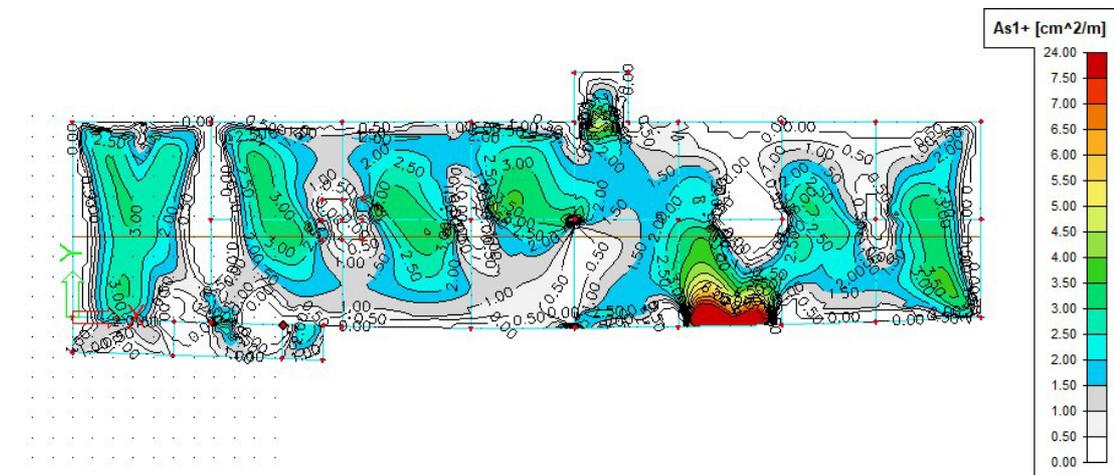
7.1.3 Platea



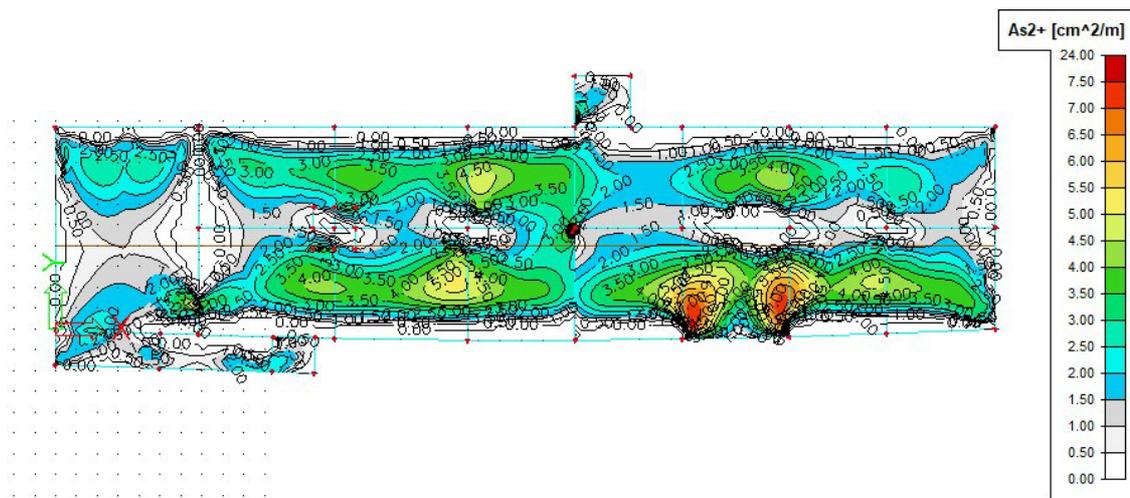
Armatura inferiore in direzione 1.



Armatura inferiore in direzione 2.



Armatura superiore in direzione 1.



Armatura superiore in direzione 2.

7.1.3.1 Ispessimenti sotto le colonne. Nsd=830 kN

Verifica a punzonamento

Stütze

Durchmesser d_{st} 30 [cm]

Betonplatte

Plattentyp Fundamentplatte

Plattendicke h 50 [cm]

statische Nutzhöhe d 45 [cm]

Betondeckung Oben c_o 2,5 [cm]

Betondeckung Unten c_u 2,5 [cm]

Betongüte C30/37

Bewehrung ρ 0,500 [%]

Aussparungen $\Sigma \Delta \alpha$ 0,0 [°]

Belastung

Durchstanzlast V_{Ed} 830 [kN]

Lasterhöhung LEF 5 [%]

Bodenpressung σ_0 0 [kN/m²]

Draufsicht Schnitt 3D Anzeige

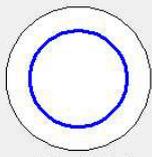
ukrit = 5184 mm
 $v_{Ed} = 168,1 \text{ kN/m} < v_{Rdct} = 259,0 \text{ kN/m}$
 keine Durchstanzbewehrung erforderlich!

 JORDAHL® BEFESTIGUNGSTECHNIK	Bauvorhaben: unbekannt	Seite 1 von 1 Seiten
	ProNr.:	
JORDAHL® - Durchstanzbewehrung JDA - Berechnungsnachweis		
Büro / Firma: Position: 1	Datum: 25/07/2017 Ausdruck vom: 25/07/2017 Bearbeiter:	
Durchstanznachweis für eine Rundstütze im Innenbereich Bemessung nach DIN 1045-1		
<u>Eingaben zur Betonplatte</u>		<u>Eingaben zur Stütze</u>
Plattentyp Plattendicke statische Nutzhöhe Betondeckung oben Betondeckung unten Betongüte keine relevanten Aussparungen vorhanden	Fundamentplatte h = 50 cm d = 45 cm c _o = 2,5 cm c _u = 2,5 cm C30/37	Durchmesser d _{st} = 30 cm
<u>Eingaben zur Bewehrung</u>		<u>Eingaben zur Belastung</u>
Bewehrung Stahlgüte	ρ = 0,5 % BSt 500	Durchstanzlast Bodenpressung Abzugsfläche V _{Ed} - 0,5 * A _{crit} * σ ₀ Lasterhöhung gemäß DIN 1045-1, Bild 44 Durchstanzlast V _{Ed,R} * β
		V _{Ed} = 830 kN σ ₀ = 0 kN/m ² A _{Krit} = 0 cm ² V _{Ed,F} = 830 kN β = 5 % V _{Ed,R} = 871,5 kN
Ergebnisübersicht		
<u>Ergebnisse kritischer Rundschnitt</u>		
		V _{Ed} = 168,1 kN/m V _{Rd,max} = 388,4 kN/m V _{Ed} < V _{Rd,ct}
		u _{i,kr} = 518,4 cm v _{Rd,ct} = 259,0 kN/m
Es ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich!		

7.1.4 Colonne nel piano interrato

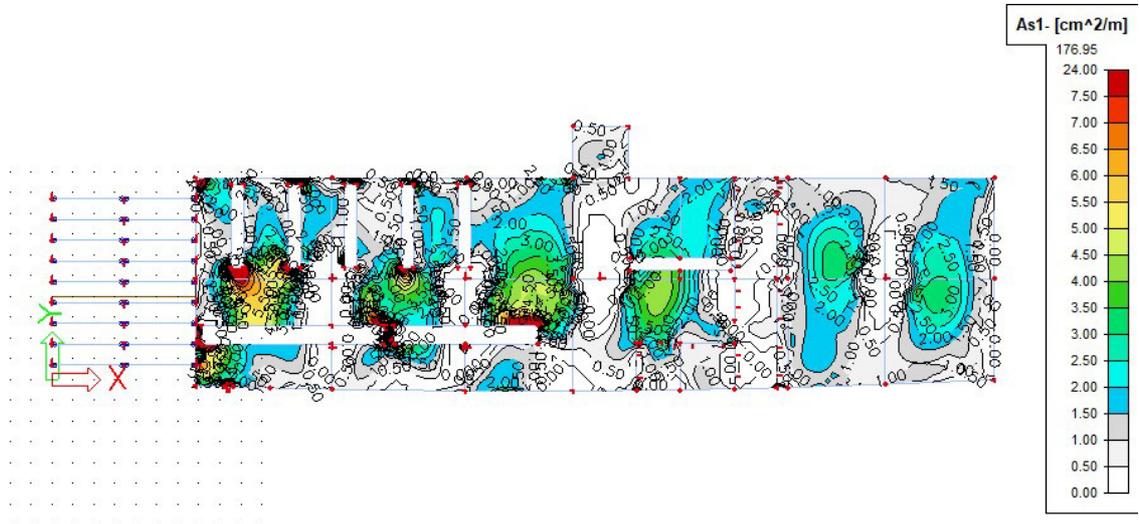
ConDim - [unbenannt] - □ ×

Datei Einstellungen Berechnung Ergebnisse Hilfe

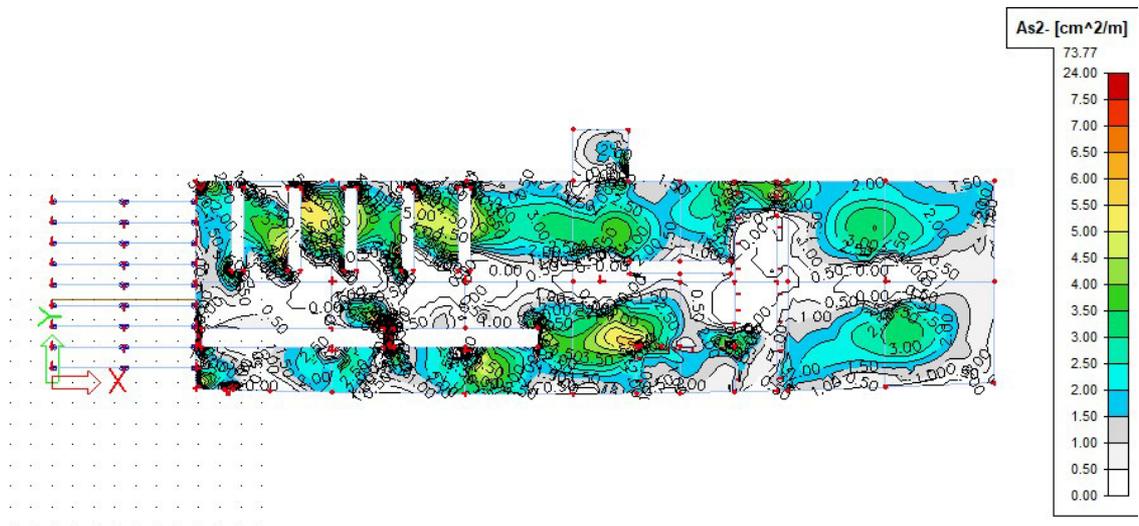
Norm <input checked="" type="radio"/> ON EC 2-1-1 <input type="radio"/> ON EC 2-2 <input type="radio"/> ON B4200 <input type="radio"/> ON B4700 <input type="radio"/> ON B4703 <input type="radio"/> DIN 1045	Material Beton: <input type="text" value="C25/30"/> <input type="text" value="BSt 420"/> Bewehrung: γ _{mc} = <input type="text" value="1.50"/> <input type="text" value="1.15"/>	Standardbemessung Bauteil: <input type="text" value="Piano interrato"/> Position: <input type="text" value="Colonne circolari"/> Moment: <input type="text" value="0.00"/> [kNm] <input type="text" value="0.00"/> [kN] Normalkraft: <input type="text" value="-830.00"/> [kN] <input type="text" value="0.00"/> [kNm] Lastsicherheit: <input type="text" value="1.00"/> <input type="text" value="0.60"/>
Querschnitt <input type="radio"/>  <input type="radio"/>  <input checked="" type="radio"/>  <input type="radio"/> Allgemein	Durchmesser: <input type="text" value="0.300"/> [m] Randabstand: <input type="text" value="0.050"/> [m]	Knicklängen L _{ky} = <input type="text" value="0.00"/> [m] <input type="text" value="0.00"/> [m] L _{kz} = <input type="text" value="0.00"/> [m]
Querschnitt  min A _s = 2.95 cm ²		Berechnungsoptionen <input checked="" type="radio"/> Standardbemessung <input type="radio"/> Tragmoment <input type="radio"/> Reaktive Schnittkräfte <input type="radio"/> Innerer Dehnungszustand <input checked="" type="checkbox"/> Symmetrische Bewehrung <input type="checkbox"/> Flächenragwerk
Bemessung  Bewehrungsauswahl  Durchbiegung  Rissbreite Last  Rissbreite Zwang 		

7.1.5 Solaio sul piano interrato

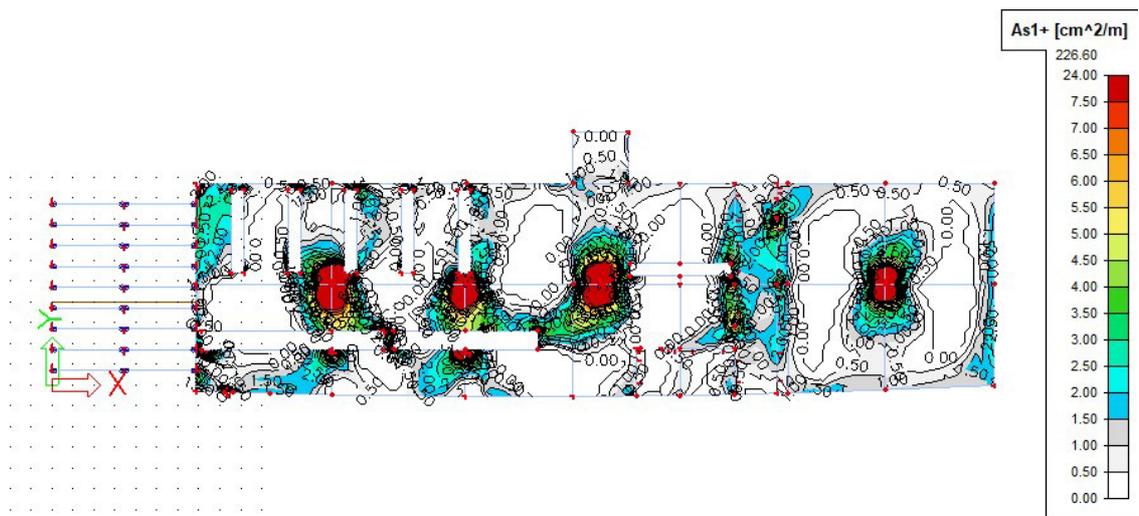
7.1.5.1 Verifiche agli SLU



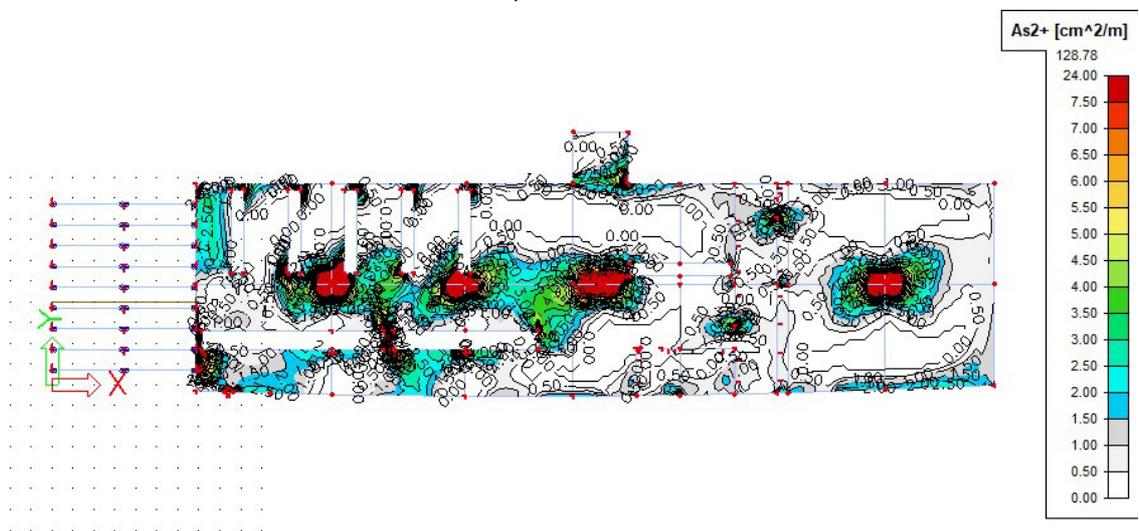
Armatura inferiore in direzione 1.



Armatura inferiore in direzione 2.

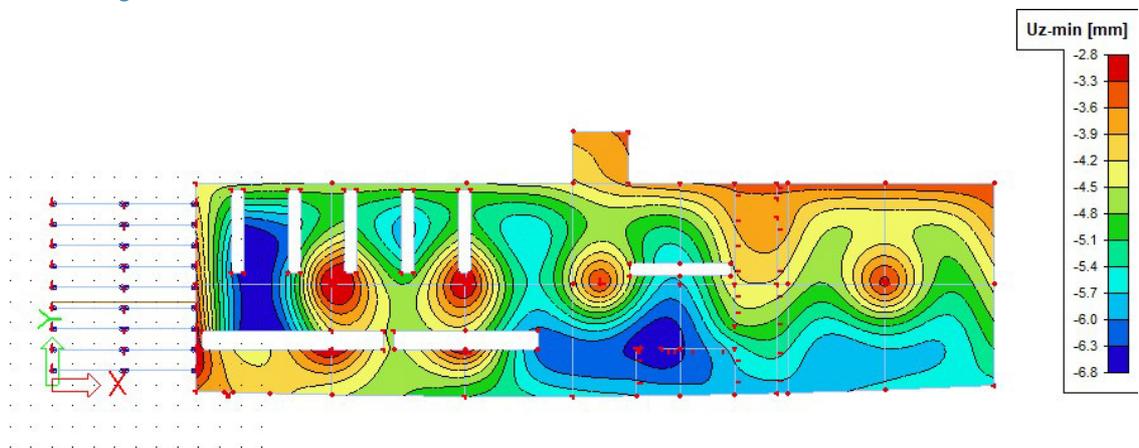


Armatura superiore in direzione 1.



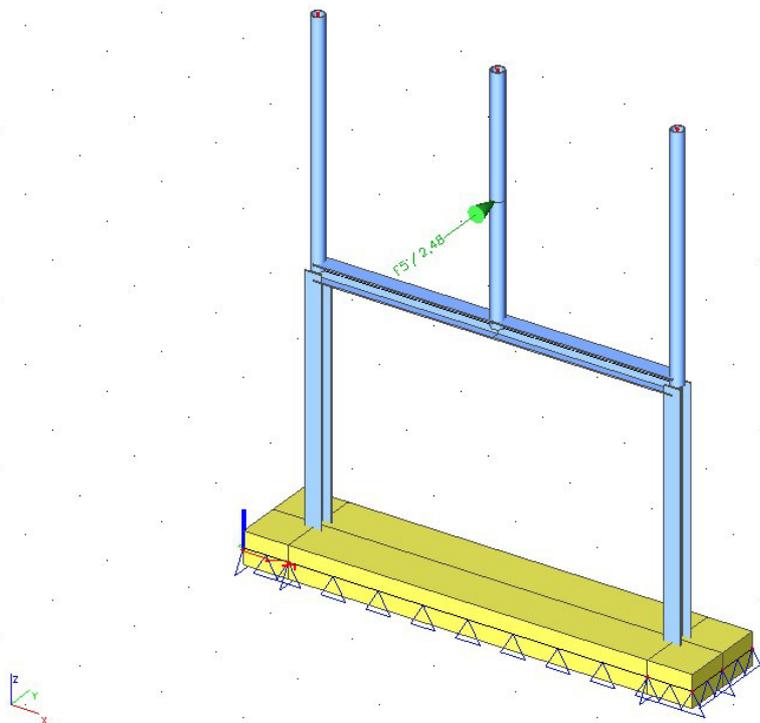
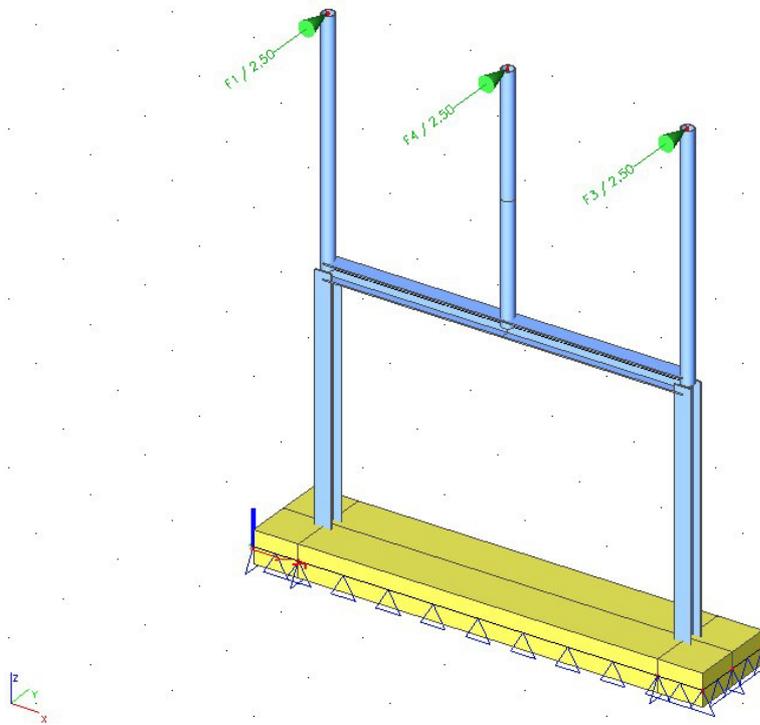
Armatura superiore in direzione 2.

7.1.5.2 Verifiche agli SLE



7.2 Fondazioni AT

7.2.1 Fondazione A.1



7.3 Fondazioni pali illuminazione

7.3.1 Palo h=14,00 m, altezza totale H=15,00 m

N=8

15000x320x90x4

Sezione: profilo poligonale

Materiale: acciaio S235JR

Carichi

Carico permanente

Peso proprio palo: $G1 = g \times V = 78,50 \times (15,80 \times 0,21 \times 3,14 \times 0,004) = 3,27 \text{ kN}$

Peso apparecchi illuminazione: $G2 = 5,00 \text{ kN}$

Peso proprio fondazione: $G3 = g \times V = 25,0 \times (1,40 \times 1,40 \times 1,20) = 58,80 \text{ kN}$

Carico permanente totale: $G1 + G2 + G3 = 3,27 + 5,00 + 58,80 = 67,07 \text{ kN}$

Carico del vento

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$q_b = 0,39 \text{ kN/m}^2$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Classe di rugosità del terreno: B (Tab. 3.3.III)

Classe di esposizione del sito: IV (Fig. 3.3.2)

$k_r = 0,22$, $z_0 = 0,30 \text{ m}$, $z_{\min} = 8 \text{ m}$

Per $z = 15 \text{ m}$, $c_e = 2,07$.

$c_p = 1,2$, $c_d = 1,2$

$$p = 0,39 \cdot 2,07 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 1,16 \text{ kN/m}^2$$

Carico orizzontale totale:

$$F_h = p \cdot h \cdot d_m = 1,16 \cdot 1500 \cdot 0,21 = 3,65 \text{ kN}$$

Momento alla base

$$M = F_h \cdot \frac{h}{2} = 3,65 \cdot \frac{1500}{2} = 27,38 \text{ kNm}$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

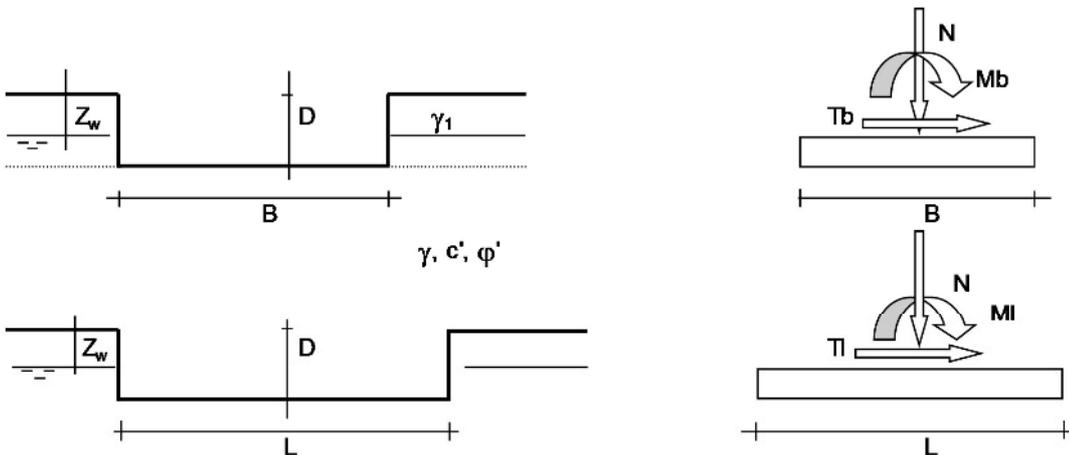
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastroforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastroforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo			coefficienti parziali						
			azioni		proprietà del terreno		resistenze		
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	
	A2+M2+R2	⊙	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00	
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10	
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	
Tensioni Ammissibili			○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista			○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



(Per fondazione nastroforme L = 100 m)

- B = 1,40 (m)
- L = 1,40 (m)
- D = 1,10 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	67,07		67,07
Mb [kNm]	0,00	27,38	35,59
Ml [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	0,00	3,65	4,75
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	0,00	3,65	4,75

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 35,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 29,26$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 20,00$ (m)

$e_B = 0,53$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 0,34$ (m)
 $L^* = 1,40$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 20,90$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 16,92$

$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_c = 28,42$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 20,08$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,14$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1,14$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0,90$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,81 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1,19 \quad m = 1,81 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

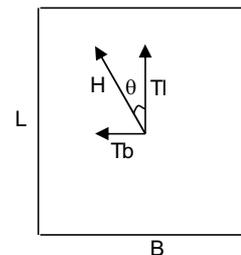
$$i_q = 0,88$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0,87$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,81$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per D/B* ≤ 1; d_q = 1 + 2 D tan φ' (1 - sen φ')² / B*

per D/B* > 1; d_q = 1 + (2 tan φ' (1 - sen φ')²) * arctan (D / B*)

$$d_q = 1,37$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,40$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 530,28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 141,49 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 294,6 \geq q = 141,49 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 4,75 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' \cdot B \cdot L^*$$

$$S_d = 37,57 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 37,57 \geq H_d = 4,75 \quad (\text{kN})$$

7.3.2 Palo h=6,00 m, altezza totale H=6,80 m

N=3

Sezione: profilo circolare, diametro 133 mm

Materiale: acciaio S235JR

Carichi

Carico permanente

Peso proprio palo: $G1 = g \times V = 78,50 \times (6,80 \times 0,14 \times 3,14 \times 0,004) = 0,94 \text{ kN}$

Peso apparecchi illuminazione: $G2 = 5,00 \text{ kN}$

Peso proprio fondazione: $G3 = g \times V = 25,0 \times (1,20 \times 1,20 \times 1,20) = 43,20 \text{ kN}$

Carico permanente totale: $G1 + G2 + G3 = 0,94 + 5,00 + 43,20 = 49,14 \text{ kN}$

Carico del vento

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$q_b = 0,39 \text{ kN/m}^2$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Classe di rugosità del terreno: B (Tab. 3.3.III)

Classe di esposizione del sito: IV (Fig. 3.3.2)

$k_r = 0,22, \quad z_0 = 0,30 \text{ m}, \quad z_{\min} = 8 \text{ m}$

Per $z = 6,00 \text{ m}$, $c_e = c_e(z_{\min}) = 1,63$.

$c_p = 1,2, \quad c_d = 1,2$

$$p = 0,39 \cdot 1,63 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 0,92 \text{ kN/m}^2$$

Carico orizzontale totale:

$$F_h = p \cdot h \cdot d_m = 0,92 \cdot 6,00 \cdot 0,14 = 0,77 \text{ kN}$$

Momento alla base

$$M = F_h \cdot \frac{h}{2} = 0,77 \cdot \frac{6,00}{2} = 2,31 \text{ kNm}$$

7.4 Brandschutzmauern / Muri di protezione antiincendio

Si considera un muro di lunghezza un metro.

7.4.1 Carichi

Carico permanente

Peso proprio fondazione: $G1 = g \times V = 25,0 \times (0,80 \times 0,40) = 8,00 \text{ kN/m}$

Peso muro: $G2 = g \times V = 25,0 \times (6,30 \times 0,30) = 47,25 \text{ kN/m}$

Carico permanente totale: $G = 55,25 \text{ kN/m}$

Carico del vento

Pressione unitaria del vento

$$p = 0,3916312 \cdot 1,2 = 0,92 \text{ kN/m}^2$$

Carico orizzontale totale:

$$F_h = p \cdot h \cdot d_m = 0,92 \cdot 5,30 \cdot 1,00 = 4,88 \text{ kN/m}$$

Momento alla base

$$M = F_h \cdot \left(h_1 + \frac{h}{2} \right) = 4,88 \cdot \left(2,40 + \frac{5,30}{2} \right) = 24,64 \text{ kNm/m}$$