



# A.L.S.I.A.

Agenzia Lucana di Sviluppo e di Innovazione in Agricoltura  
Viale Carlo Levi 6/i – 75100 – MATERA

Oggetto: PROGETTO PER LA RISTRUTTURAZIONE E RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA  
DEL COSTITUENDO POLO DELLE AGRO-BIOTECNOLOGIE DI PANTANELLO  
IN AGRO DI BERNALDA.  
Finanziamento da riprogrammazione Regionale del Fondo Sviluppo  
e Coesione 2007/2013

## PROGETTO DEFINITIVO

1	RELAZIONE TECNICA E QUADRO ECONOMICO
2	RELAZIONE PAESAGGISTICA
3	RELAZIONE GEOLOGICA
4	RELAZIONE GEOTECNICA
5	RELAZIONE DIMENSIONAMENTO STRUTTURE
6	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
7	COMPUTO METRICO ESTIMATIVO
8	ELENCO PREZZI E ANALISI
9	CAPITOLATO SPECIALE DI APPALTO
10	PIANO DI SICUREZZA E DI COORDINAMENTO
11	CALCOLO ONERI SICUREZZA
12	INCIDENZA MANODOPERA
13	CRONOPROGRAMMA LAVORI
14	SCHEMA DI CONTRATTO
15	LISTA DELLE QUANTITA' PER RICHIESTA OFFERTA
16	COROGRAFIA – STRALCIO PRG – STRALCIO PIANO PAESISTICO
17	PLANIMETRIA GENERALE (stato di fatto e progetto)
18	EX CONVITTO CIFDA – Fabbricato n. 1
	STATO DI FATTO
18.1	PIANTE
18.2	SEZIONI
18.3	PROSPETTI
	PROGETTO
18.4	PIANTE
18.5	SEZIONI
18.6	PROSPETTI
	PARTICOLARI COSTRUTTIVI
18.7	SCALA ESTERNA
18.8	MURO DI SOSTEGNO
18.9	SEZIONE LONGITUDINALE ASCENSORE
18.10	ABACO DEGLI INFISSI ESTERNI
18.11	ABACO DEI VANI
18.12	DEMOLIZIONI E RICOSTRUZIONI
19	FABBRICATO UFFICI AGROBIOS – Fabbricato n. 2
20	SALA CONVEGNI – Fabbricato n. 3
20.1	PIANTE
20.2	SEZIONI E PROSPETTI
21	IMPIANTI TECNOLOGICI

SCALA =	DATA:	AGG.:
---------	-------	-------

Coordinatore della Sicurezza  
Geom. Vito Barberio

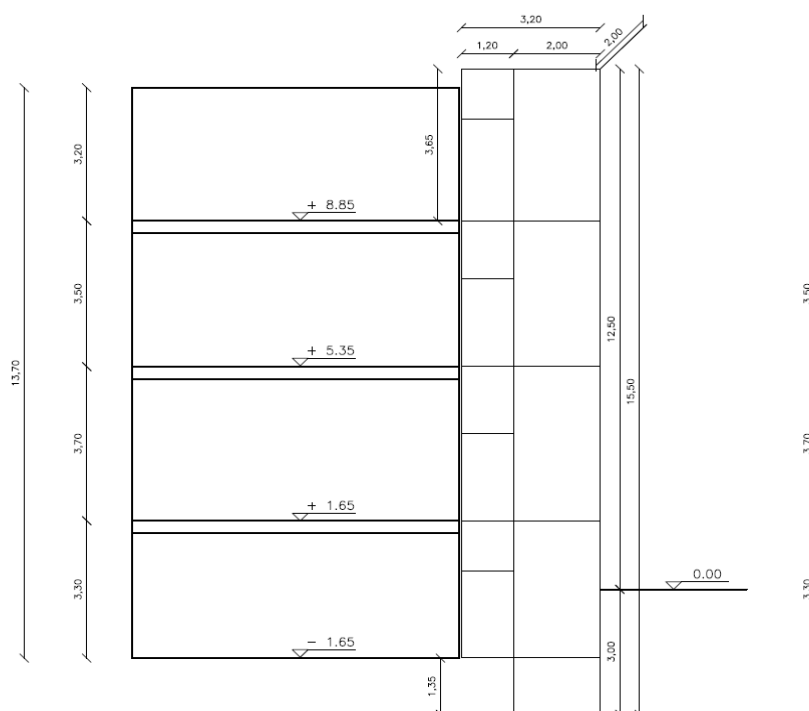
Progettista e Direttore dei Lavori  
Ing. Vincenzo Ragazzo

Responsabile del Procedimento  
Geom. Gaetano Grande

## DIMENSIONAMENTO CASTELLETTO ASCENSORE

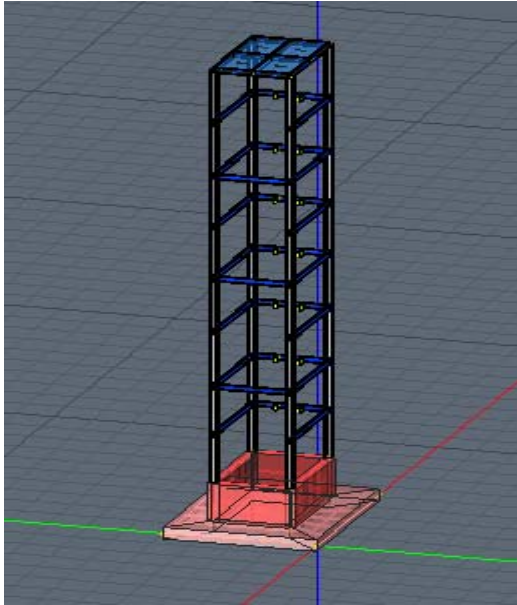
## DESCRIZIONE GENERALE E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

Il “castelletto” costituente il vano corsa dell'impianto ascensore in progetto, oggetto del presente calcolo, sarà ubicato in Bernalda (prov. di Matera) alla loc.ta' Pantanello, a servizio del fabbricato ex CIFDA localizzata al Fg. 115 p.IIa 56. La struttura, che in pianta ha una forma rettangolare, ha dimensioni 3,20 m x 2,00 m ed una altezza totale strutturale 15,50 ml dal piano di posa della fondazione a platea (5,20 m x 4,00 m), che si trova a circa 3,00 m al di sotto del piano campagna attuale.



E' costituito da una struttura reticolare realizzata con montanti e traversi in profilati in acciaio laminati a caldo, tamponature in cristallo e solaio copertura in pannelli coibentati. La struttura metallica sarà vincolata alla base ad una struttura di fondazione costituita da una piastra in c.a. di adeguato spessore. La struttura del “castelletto” verrà collegata all'organismo strutturale dell'edificio tramite vincoli elastici e scorrevoli nel piano, di modo che le condizioni statiche e sismiche di quest'ultimo non risultino in alcun modo modificate, ciò anche in considerazione della elevata inerzia del fabbricato in relazione alla ridotta massa dell'incastellatura progettata.

Viene riportata di seguito una vista assonometrica, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:



## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nel seguente elenco sono riportate le norme di riferimento secondo le quali sono state condotte le fasi di calcolo e verifica degli elementi strutturali:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

**Legge regionale**

L.R. 38/97 e s.m.i., DGR di applicazione.

**D.M. 14.01.2008 (nuove norme tecniche per le costruzioni)**

Nel seguito denominate NT (norme tecniche)

## VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per la valutazione della sicurezza strutturale occorre preliminarmente determinare la vita nominale, la classe d'uso ed il periodo di riferimento per l'azione sismica in forza di quanto prescritto al punto 2.4 del D.M. infrastrutture 14/01/2008.

La vita nominale  $V_N$  della struttura in esame è calcolata sulla base della Tabella 2.4.I del D.M. 2008.

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

n.	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\geq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Nel caso in esame si assume:

$V_N \geq 50$  anni ovvero opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale (costruzione tipo 2).

Per quanto attiene la classe d'uso si assume che la struttura sia classificata come:

Classe II -Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente.-

Le azioni sismiche vengono calcolate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava dalla seguente espressione:

$$V_R = V_N \times C_u$$

in cui il coefficiente d'uso  $C_u$  si ricava dalla Tabella 2.4.II.

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_u$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_u$	0,7	1,0	1,5	2,0

In particolare per la classe d'uso assunta per la costruzione in oggetto si ha che:

$$C_u = 1,0$$

da cui consegue che il periodo di riferimento  $V_R$  assume per la struttura in esame una entità pari a:

$$V_R = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

Note la vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, è quindi possibile valutare le azioni sismiche da applicare alla struttura in oggetto, così come descritto nel seguito. Le azioni sismiche sono valutate con riferimento agli spettri di risposta in termini di accelerazioni e spostamenti.

## MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati materiali, di cui si riportano nell'ordine le proprietà meccaniche adottate nel calcolo elastico e le resistenze di calcolo per le verifiche di sicurezza.

### IPOTESI DI BASE

Il metodo di calcolo per le verifiche risulta essere il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite".

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni (sforzo normale e flessione retta/composta) si assumono le seguenti ipotesi di base (punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. Infrastrutture del 14/01/2008):

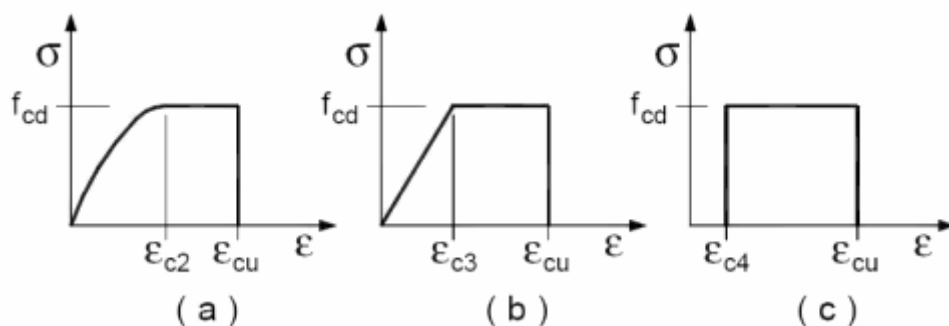
- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla (tranne che per le verifiche allo stato limite di esercizio di fessurazione e deformazione);
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono dedotte a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

### CALCESTRUZZO

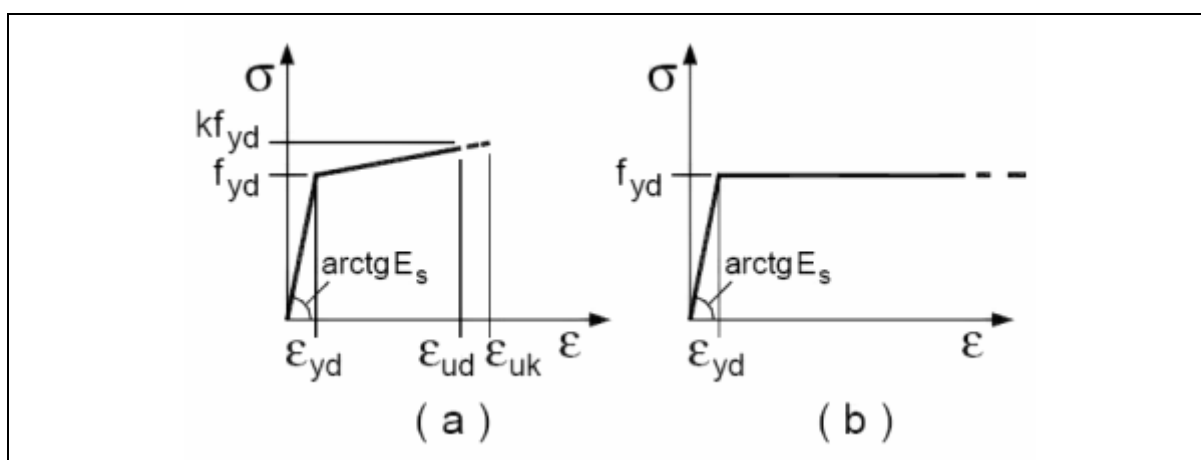
I diagrammi costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio per calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per

le verifiche delle sezioni in calcestruzzo armato è stato adottato il modello di calcestruzzo riportato in a) della figura seguente



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

ed il modello di acciaio riportato in a) o b) della figura seguente



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio per calcestruzzo.

La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza è  $\gamma_f$ .

#### RESISTENZA DI CALCOLO TENSIONE DEI MATERIALI

##### -CONGLOMERATO CEMENTIZIO

$R_{ck}$  [MPa] 30,00 Resistenza Cubica Caratteristica del calcestruzzo

$f_{ck}$  [MPa] 24,90 Resistenza caratteristica del calcestruzzo

$f_{cd}$  [MPa] 14,11 Resistenza di calcolo del calcestruzzo

$r_{cd}$  [MPa] 14,11 Resistenza di calcolo a flessione del calcestruzzo (massimo del diagramma parabola rettangolo)

$\epsilon_{c0}$  0,20 Deformazione limite del calcestruzzo in campo elastico

$\epsilon_{cu}$  0,35 Deformazione ultima del calcestruzzo

##### -ACCIAIO PER CALCESTRUZZO

tipo B450C

$f_{yk}$  [MPa] 450,00 Resistenza caratteristica dell'acciaio

$f_{yd}$  [MPa] 391,30 Resistenza di calcolo dell'acciaio

$E_y$  [MPa] 210.000,00 Modulo elastico dell'acciaio

$\epsilon_{yu}$  1,00 Deformazione ultima dell'acciaio

##### -CARATTERISTICHE MECCANICHE PROFILATI

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

Si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE. Nelle calcolazioni statiche sono stati impiegati i seguenti valori:

□ modulo elastico:  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ ;

- coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,3$
- modulo di elasticità trasversale:  $G = E/[2(1 + \nu)] = 80769 \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di espansione termica lineare:  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  per °C-1 (per temperature fino a 100°C)
- densità:  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

In sede di progettazione, sono stati assunti i dati riportati nella tabella 11.3.X del D.M. 14.01.2008:

#### **LAMINATO A CALDO CON PROFILI A SEZIONE APERTA (profilati e lamiere)**

##### **Acciaio tipo S 275 per spessori $t \leq 40 \text{ mm}$**

$f_{yk}$  [MPa] 275 N/mm<sup>2</sup> *Resistenza caratteristica di snervamento*

$f_{tk}$  [MPa] 430 N/mm<sup>2</sup> *Resistenza caratteristica di rottura*

#### **LAMINATO A CALDO CON PROFILI A SEZIONE APERTA (piastra di base)**

##### **Acciaio tipo S 275 per spessori $80 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$**

$f_{yk}$  [MPa] 275 N/mm<sup>2</sup> *Resistenza caratteristica di snervamento*

$f_{tk}$  [MPa] 410 N/mm<sup>2</sup> *Resistenza caratteristica di rottura*

## **ANALISI DEI CARICHI**

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni contenute nel **D.M. 14.01.2008 (nuove norme tecniche per le costruzioni)**

### **VALUTAZIONE DELLE AZIONI DA CARICHI VERTICALI**

La determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili è stata condotta in accordo a quanto prescritto dal D.M. 14.01.2008-Capitolo 3 (azioni sulle costruzioni).

La valutazione dei carichi gravitazionali associati all'aliquota permanente viene eseguita automaticamente dal programma di calcolo sulla base della geometria e delle caratteristiche fisicomeccaniche delle sezioni definite. I carichi variabili sono invece legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>]
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN]
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m]

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2008.

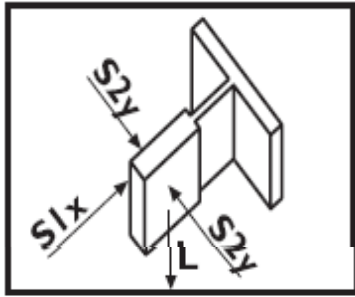
### **ANALISI DEI CARICHI GRAVITAZIONALI**

I carichi considerati sono quelli derivanti dal movimento della cabina, dal peso della stessa e dal peso dei pannelli di vetro che rivestono il castelletto.

Le spinte e i carichi verticali derivanti dal movimento della cabina, sono stati ricavati dalla documentazione tecnica relativa ad un modello impianto elevatore con soluzioni idrauliche tradizionali.

I carichi sono:

<b>Portata</b>	<b>Max. carico dinamico in fondo fossa</b>	<b>Carico statico centralina</b>	<b>Spinta sulle guide (daN)</b>		<b>Distanza ancoraggi</b>
<b>(kg)</b>	<b>(daN)</b>	<b>(daN)</b>	<b>S1X</b>	<b>S2Y</b>	<b>(mm)</b>
600,00	3.500,00	500,00	230,00	590,00	1.000,00



### SPINTA SULLE GUIDA

I carichi relativi ai pesi propri vengono valutati in automatico in funzione della geometria degli elementi ed al loro peso specifico, i tamponamenti vengono valutati per metro lineare di trave su cui insistono maggiori dettagli ad essi relativi sono riportati nel tabulato di calcolo alla sezione dei carichi relativi alle aste, nodi ed shell.

#### Condizioni di carico:

- azioni dell'ascensore (carico in fossa= 1.500,00 kg/mq e spinte sulle guide= 230 kg e 590 kg);
- azioni tamponatura castelletto (carico sulle aste del vetro= 75 kg/ml);
- azioni della neve;
- azioni del vento;
- azione sismiche (spettro sismico).

### CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

Normativa di riferimento:

D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Località: BERNALDA

Provincia: MATERA

Regione: BASILICATA

Coordinate GPS:

Latitudine : 40,40700 N

Longitudine: 16,68800 E

Altitudine s.l.m.: 126,0 m

#### NEVE:

Zona Neve = III

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

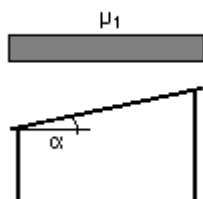
Valore caratteristico del carico al suolo ( $q_{sk} C_e$ ) = 60 daN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda  $\alpha = 0,0^\circ$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 48 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



#### VENTO:

Zona vento = 3

(  $V_{b.o} = 27 \text{ m/s}$ ;  $A_o = 500 \text{ m}$ ;  $K_a = 0,020 \text{ 1/s}$  )



Classe di rugosità del terreno: B  
 [Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]  
 Categoria esposizione: tipo III  
 (  $K_r = 0,20$ ;  $Z_o = 0,10$  m;  $Z_{min} = 5$  m )  
 Velocità di riferimento = 27,00 m/s  
 Pressione cinetica di riferimento ( $q_b$ ) = 46 daN/mq  
 Coefficiente di forma ( $C_p$ ) = 1,00  
 Coefficiente dinamico ( $C_d$ ) = 1,00  
 Coefficiente di esposizione ( $C_e$ ) = 2,43  
 Coefficiente di esposizione topografica ( $C_t$ ) = 1,00  
 Altezza dell'edificio = 15,50 m  
 Pressione del vento (  $p = q_b C_e C_p C_d$  ) = 111 daN/mq

## VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione degli spettri di risposta per un dato Stato Limite avviene attraverso le seguenti fasi:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, in base ai quali si determina il Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Determinazione attraverso latitudine e longitudine dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  per lo Stato Limite di interesse; l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio secondo quanto disposto dall'allegato alle NTC "Pericolosità Sismica", dove:

$a_g$  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

- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerati, per ogni direzione dell'azione sismica.

Oltre alla determinazione dei parametri sismici del sito si è considerata la tipologia di terreno, la posizione topografica e la tipologia strutturale (classe di duttilità, regolarità, ecc..) che ha condotto alla determinazione dei seguenti spettri di risposta:

Proprietà di 1 oggetto di tipo:  
**Spettro per N.T.**

Vai alla sezione...

**Generale**

Nome: SpettroNT( $q=1$ )

**Dati spettro**

N. punti: 20

T max [s]: 4

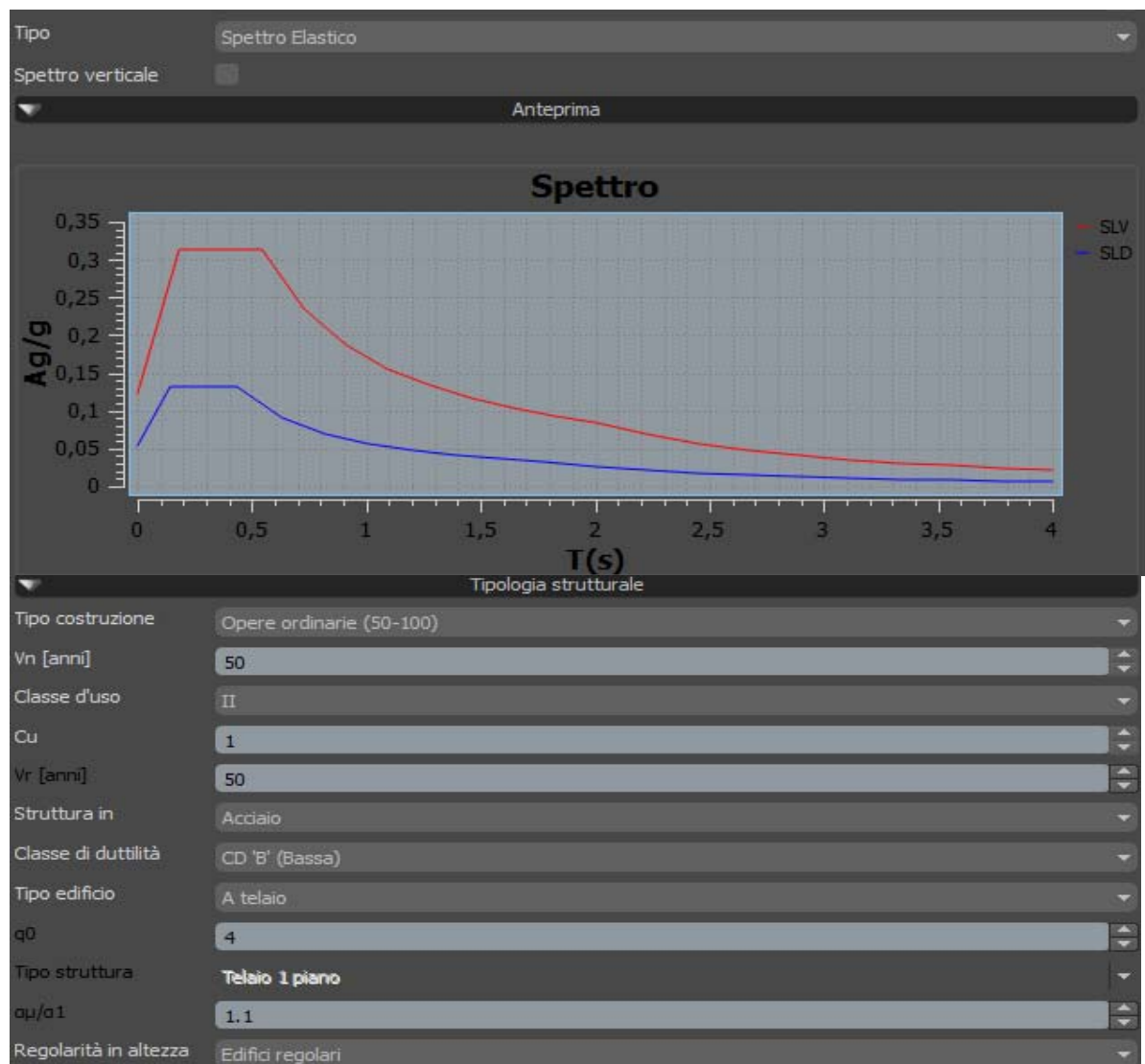
Visualizza

Ricalcolo automatico: ☒

Ricalcola

$\xi$  [%]: 5

Tipo: Spettro Elastico



Regolarità in pianta ☒

KR: 1

Kw: 1

Reticolo di riferimento

Comune: Bernalda - (MT)

Isola:

Coordinate [°]: 16.688 40.408

Terreno e topografia

Categoria suolo: B

Categoria topografica: T1

Stato limite ultimo		
SLU	SLV (Salvaguardia vita)	
Pvr [%]	10	
Tr [anni]	474.561	
Ag/g	0.101764	
Tc*	0.413574	
F	2.56928	1.10648
Ss	1.2	1
St	1	1
Cc	1.31245	
TB	0.180931	0.05
TC	0.542794	0.15
TD	2.00706	1
q	1	1.5

Stato limite d'esercizio		
SLE	SLD (Danno)	
Pvr [%]	63	
Tr [anni]	50.289	
Ag/g	0.0446401	
Tc*	0.314607	
F	2.44635	0.697774
Ss	1.2	1
St	1	1
Cc	1.38624	
TB	0.145374	0.05
TC	0.436121	0.15

TC	0.436121	0.15
TD	1.77856	1

Calcolo vita nominale	
Ag/g	0.131827
Periodo di ritorno (anni)	474.561
Probabilità superamento Pvr (%)	10
Periodo riferimento Vr (anni)	50
Vita Nominale Vn (anni)	50

## CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Il calcolo della struttura di fondazione è condotto considerando le azioni che la struttura sovrastante le trasmette amplificate per un  $\gamma_{Rd}$  pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura  $q$  pari a 1 e non maggiori delle resistenze degli elementi sovrastanti la fondazione.

La categoria di sottosuolo del sito di costruzione può essere classificata sulla base del valore della velocità equivalente VS30 di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30m di profondità. Essa, come rilevasi dalla documentazione a corredo del progetto (relazione geologica redatta dal Dott. geol. Domenico Laviola), è assimilabile al sottosuolo tipo B (Tabella 3.2.II delle NTC2008) *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina)"*.

Riferendoci alla innanzi citata relazione geologica, la categoria topografica del sito di costruzione è assimilabile a quella denominata T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ) della Tabella 3.2.IV del D.M. LL.PP. 14/01/2008 e quindi utilizzando i valori in Tabella 3.2.VI si ha che il coefficiente di amplificazione topografica ST è pari a:

$$ST = 1,0$$

### TERRENO DI FONDAZIONE

Il terreno di fondazione della struttura in oggetto è costituito da SABBIE MEDIO FINI CON CIOTTOLI. Dalla Relazione Geologica redatta dal geologo Domenico Laviola risulta che nell'area in oggetto, si ha la seguente stratigrafia:

Unità lito-tecnica	Unità lito-tecnica ( $\gamma$ ) t/mc	Coesione (c) t/mq	Angolo di resistenza al taglio ( $\varphi$ ) gradi
Sabbie medio fini di colore rossastro con ciottoli (pc-3,50m)	1.65	0	28
Sabbie medio fini di colore giallastro con ciottoli (3,50m-8m)	1.75	0	31

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione, pertanto, si sono assunti i parametri fisico-meccanici precedentemente indicati.

## METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA.

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito secondo l'analisi statica, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare. Le forze sismiche equivalenti sono applicate nei nodi del modello, ai vari impalcati, e vengono generate attraverso i carichi agenti sulle membrature che collegano i nodi.

La forza da applicare a ciascun nodo dotato di massa è data dalla formula seguente

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

dove:

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

$T_1 = C_1 H^{3/4}$  è il periodo fondamentale della struttura con: H altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione,  $C_1$  un coefficiente che vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura

$F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;

$z_i$  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 in termini di accelerazione;

$W$  è il peso complessivo della costruzione;

$\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  è l'accelerazione di gravità

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state calcolate per varie posizioni dei baricentri delle masse e composte secondo combinazioni di posizioni prestabilite. Il risultato di tali combinazioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Per tener conto della eccentricità accidentale delle masse si sono considerate varie posizioni delle masse ad ogni impalcato modificando la posizione del baricentro di una distanza, rispetto alla posizione originaria, come percentuale della dimensione della struttura nella direzione considerata. Le azioni risultanti dai calcoli per le varie posizioni delle masse, in fase di verifica vengono combinati al fine di ottenere le azioni più sfavorevoli.

## AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono assegnati alle aste in modo automatico in relazione all'influenza delle diverse aree di carico. I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste. In presenza di platee il tamponamento è inserito considerando delle speciali aste (aste a sezione nulla) che hanno la sola funzione di riportare il carico su di esse agente nei nodi degli elementi della platea ad esse collegati. Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite. Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

I solai, oltre a generare le condizioni di carico per carichi fissi e variabili, generano anche altre condizioni di carico che derivano dal carico accidentale moltiplicati per i coefficienti  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  da utilizzare per le varie combinazioni di carico e per la determinazione delle masse sismiche.

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

- combinazione fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente

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

- Combinazione quasi permanente

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

- Combinazione sismica

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

- Combinazione eccezionale

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

dove:

$G$  = carichi permanenti ( $G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali,  $G_2$  peso di tutti gli elementi non strutturali)

$Q$  = azioni variabili sulla struttura

E = azione sismica

A<sub>d</sub> = azione eccezione di progetto

$\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  = coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma_{G1}$  = coeff. Parziale peso proprio struttura = 1.3,  $\gamma_{G2}$  = coeff.

Parziale peso proprio degli elementi non strutturali = 1.5,  $\gamma_{Qi}$  = coefficiente parziale

delle azioni variabili = 1.5)

I valori dei coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ , sono riportati nella seguente tabella:

**Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
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 $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

In fase di combinazione delle condizioni di carico si è agito su coefficienti moltiplicatori delle condizioni per definirne l'esatto contributo sia in termini di carico che di massa, e sono stati infine definiti gli scenari di calcolo come gruppi omogenei di combinazioni di carico. Di seguito vengono riportate le combinazioni di carico usate per lo Stato Limite Ultimo e per lo Stato Limite di Esercizio. Le principali verifiche sono di seguito riportate.

Le tabelle riportano nell'ordine:

- il nome della combinazione di carico
- il tipo di analisi svolta: STR=Strutturale, Statica STR=Sismica statica Strutturale, Modale STR=Sismica modale strutturale, SLE Rara=Stato Limite Esercizio combinazione rara, SLE Freq=Stato Limite Esercizio combinazione frequente, SLE Q.Perm=Stato Limite Esercizio combinazione quasi Permanente, GEO=Geotecnica, Statica GEO=Sismica Statica Geotecnica, Modale GEO=Sismica modale Geotecnica, STR+GEO=Strutturale+Geotecnica, Statica STR+GEO=Sismica Statica Strutturale+Geotecnica, Modale STR+GEO=Sismica modale Strutturale+Geotecnica. I termini "**Strutturale**", "**Geotecnica**" e "**Strutturale+Geotecnica**" indicano che la combinazione è usata dal programma per la determinazione delle verifiche di resistenza degli elementi strutturali, delle sole verifiche geotecniche, sia per le verifiche strutturali che geotecniche.
- lo spettro usato;
- il fattore amplificativo del sisma;
- l'angolo di ingresso del sisma;
- il nome della condizione di carico e per ogni condizione di carico;
- il fattore di combinazione per i carichi verticali
- se la condizione (con il suo coefficiente di peso) è inclusa nella combinazione (colonna Attiva);
- se la condizione partecipa alla formazione della massa (colonna Massa);
- il fattore con cui partecipa alla formazione della massa (se non è esclusa dalla formazione della massa);

Combinazioni di carico

	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Descrizione	Solo Permanenti	AD QV Solai	AD QV Solai	AD Neve	AD Neve	AD Vento X Vert. Sfav
Analisi	STR	STR+GEO	STR+GEO	STR+GEO	STR+GEO	STR+GEO
Spettro						
Angolo ingresso sisma [°]	0	0	0	0	0	0
Fattore sisma	1	1	1	1	1	1
Kmod	0.6	0.9	0.9	0.8	0.8	0.9
Solo travi	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Peso Proprio	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>
QP Solai	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>
QFissi Solai	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>
QV Solai	1 <input type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
QV SolaiPsi0	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>
QV SolaiPsi1	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
QV SolaiPsi2	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
Tamponamento	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>
Neve	1 <input type="checkbox"/>	0.75 <input checked="" type="checkbox"/>	0.75 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	0.75 <input checked="" type="checkbox"/>
Vento X	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>
Vento Y	1 <input type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
Carichi termici	1 <input type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>
Spinta terreno	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>
VETRO	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>
ASCENSORE	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>

Combinazioni di carico

	C7	C8	C9	C10	C11	C12
Descrizione	AD Vento Y Vert. Sfav	AD Termici	AD Termici	AD Vento X Vert fav	AD Vento Y Vert fav	SISMAX_SLV
Analisi	STR+GEO	STR+GEO	STR+GEO	STR+GEO	STR+GEO	Modale STR+GEO
Spettro						SpettroNT
Angolo ingresso sisma [°]	0	0	0	0	0	0
Fattore sisma	1	1	1	1	1	1
Kmod	0.9	-1	-1	0.9	0.9	1
Solo travi	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Peso Proprio	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>
QP Solai	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>
QFissi Solai	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>
QV Solai	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
QV SolaiPsi0	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
QV SolaiPsi1	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
QV SolaiPsi2	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>
Tamponamento	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>
Neve	0.75 <input checked="" type="checkbox"/>	0.75 <input checked="" type="checkbox"/>	0.75 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
Vento X	1 <input type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
Vento Y	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
Carichi termici	0.9 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1.5 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
Spinta terreno	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1.3 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>
VETRO	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>
ASCENSORE	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input checked="" type="checkbox"/>

Combinazioni di carico

	C12	C13	C14	C15	C16	C17
Descrizione	SISMAX_SLV	SISMAY_SLV	AD QVSolai	AD QVSolai	AD Neve	AD Neve
Analisi	Modale STR+GEO	Modale STR+GEO	SLE Rara	SLE Rara	SLE Rara	SLE Rara
Spettro	SpettroNT	SpettroNT				
Angolo ingresso sisma [°]	0	90	0	0	0	0
Fattore sisma	1	1	1	1	1	1
Kmod	1	1	1	1	1	1
Solo travi	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Peso Proprio	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
QP Solai	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
QFissi Solai	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
QV Solai	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 ✓	1 ✓	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
QV SolaiPsi0	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 ✓	1 ✓
QV SolaiPsi1	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
QV SolaiPsi2	1 ✓	1 ✓	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
Tamponamento	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
Neve	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	0.5 ✓	0.5 ✓	1 ✓	1 ✓
Vento X	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	0.6 ✓	1 <input type="checkbox"/>	0.6 ✓
Vento Y	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	0.6 ✓	1 <input type="checkbox"/>	0.6 ✓	1 <input type="checkbox"/>
Carichi termici	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	0.6 ✓	0.6 ✓	0.6 ✓	0.6 ✓
Spinta terreno	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
VETRO	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
ASCENSORE	1 ✓	1 ✓	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>

Combinazioni di carico

	C18	C19	C20	C21	C22	C23
Descrizione	AD VentoX	AD vento Y	AD Termici	AD Termici	AD QVSolai	AD Neve
Analisi	SLE Rara	SLE Rara	SLE Rara	SLE Rara	SLE Freq.	SLE Freq.
Spettro						
Angolo ingresso sisma [°]	0	0	0	0	0	0
Fattore sisma	1	1	1	1	1	1
Kmod	1	1	1	1	1	1
Solo travi	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Peso Proprio	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
QP Solai	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
QFissi Solai	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
QV Solai	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
QV SolaiPsi0	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
QV SolaiPsi1	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 ✓	1 <input type="checkbox"/>
QV SolaiPsi2	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 ✓
Tamponamento	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
Neve	0.5 ✓	0.5 ✓	0.5 ✓	0.5 ✓	1 <input type="checkbox"/>	0.2 ✓
Vento X	1 ✓	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	0.6 ✓	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
Vento Y	1 <input type="checkbox"/>	1 ✓	0.6 ✓	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
Carichi termici	0.6 ✓	0.6 ✓	1 ✓	1 ✓	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>
Spinta terreno	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
VETRO	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
ASCENSORE	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>	1 <input type="checkbox"/>



Combinazioni di carico								
	C24	C25	C26	C27	C28	C29	Masse	
Descrizione	AD VentoX	AD Vento Y	AD Termici	Quasi P1	SISMAX_SLD	SISMAX_SLD		
Analisi	SLE Freq.	SLE Freq.	SLE Freq.	SLE Q.Perm.	Modale SLE	Modale SLE		
Spettro					SpettroNT	SpettroNT		
Angolo ingresso sisma [°]	0	0	0	0	0	90		
Fattore sisma	1	1	1	1	1	1		
Kmod	1	1	1	1	1	1		
Solo travi								
Peso Proprio	✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
QP Solai	✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
QFissi Solai	✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
QV Solai		1	1	1	1	1	1	1
QV SolaiPsi0		1	1	1	1	1	1	1
QV SolaiPsi1		1	1	1	1	1	1	1
QV SolaiPsi2	✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
Tamponamento	✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
Neve	✓	1	1	1	1	1	1	1
Vento X		0.2 ✓	1	1	1	1	1	1
Vento Y		1	0.2 ✓	1	1	1	1	1
Carichi termici		1	0.2 ✓	1	1	1	1	1
Spinta terreno	✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
VETRO	✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓
ASCENSORE		1	1	1	1 ✓	1 ✓	1 ✓	1 ✓

## CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Il modello di calcolo assunto è di tipo spaziale e l'analisi condotta è una Analisi Elastica Lineare, esso è fondamentalmente definito dalla posizione dei nodi collegati da elementi di tipo Beam o elementi di tipo shell a comportamento sia flessionale che membranale, l'elemento finito shell utilizzato è anche in grado di esprimere una rigidezza rotazionale in direzione ortogonale al piano dello shell.

L'analisi sismica utilizzata è l'analisi lineare statica con forze sismiche equivalenti. Il modello è stato analizzato sia per le combinazioni dei carichi verticali sia per le combinazioni di carico verticale e sisma. Un particolare chiarimento richiede la definizione delle masse nell'analisi sismica. Pur avendo considerato il modello con impalcati rigidi non si rende necessario calcolare il modello con la metodologia del MASTER-SLAVE, in quanto gli impalcati rigidi sono stati modellati con elementi di tipo shell a comportamento membranale in corrispondenza dei campi di solaio. Per ottenere tale modellazione il programma inserisce in automatico elementi di tipo shell a comportamento membranale in corrispondenza del campo di solaio intercluso tra una maglia di travi, la loro rigidezza membranale è sufficientemente alta da rendere il campo di solaio rigido nel proprio piano, ma tale da non mal condizionare la matrice di rigidezza della struttura. Qualora una maglia di travi non è collegata da solaio lo shell non viene inserito rendendo tale campo libero di deformarsi con il solo vincolo dato dalle travi della maglia. La loro rigidezza flessionale è trascurabile rispetto a quella degli elementi che contornano il campo, per cui lo shell impone un vincolo orizzontale solo nel piano dell'impalcato tra i nodi collegati, quindi non è necessario definire preventivamente definire il centro di massa e momento d'inerzia delle masse, questo perché le masse sono trasferite direttamente nei nodi del modello (modello Lumped Mass) dal codice di calcolo, il metodo per calcolare le masse nei nodi può essere quello per aree di influenza, ma questa richiederebbe l'intervento diretto dell'operatore; il codice di calcolo utilizza una metodologia leggermente più raffinata per tener conto del fatto che su un elemento il carico portato non è uniforme, quindi il codice di calcolo considera i carichi presenti sull'asta che sono stati indicati come quelli che contribuiscono alla formazione della massa (tipicamente  $G + \psi_2 \cdot Q$ ) e calcola le reazioni di incastro perfetto verticali, tali reazioni divise per l'accelerazione di gravità  $g$  danno il contributo dell'elemento alla massa del nodo, sommando i contributi di tutti gli elementi che convergono nel nodo si ottiene la massa complessiva nel nodo; per gli elementi shell invece si utilizza il metodo delle aree di influenza ossia in ognuno dei 3 oppure 4 nodi che definiscono lo shell si assegna  $\frac{1}{3}$  oppure  $\frac{1}{4}$  del peso dello shell e  $\frac{1}{3}$  oppure  $\frac{1}{4}$  dell'eventuale carico variabile ridotto, sommando su tutti gli shell che convergono nel nodo si ottiene la massa da assegnare al nodo.

## VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifiche di resistenza degli elementi è condotta considerando le sollecitazioni di calcolo ed imponendo che le resistenze siano superiori alle azioni. Gli elementi sono verificati e/o progettati applicando la gerarchia delle resistenze in particolare la gerarchia flessione-taglio per la verifica/progetto

dell'elemento e la gerarchia pilastro-trave per la determinazione delle resistenze del pilastro. Le verifiche sono condotte secondo i seguenti criteri di verifica validi sia per lo SLU che per lo SLD, i criteri di verifica sono una raccolta di parametri che vengono usati in fase di verifica secondo le esigenze strutturali, ognuno di essi contiene i dati per tutti gli elementi, è sottointeso che nella verifica di un elemento (es. trave) non sono presi in considerazione i dati relativi agli altri elementi (ad es. se si verifica una trave non sono presi in considerazione i dati relativi a pilastri e shell, così come se si esegue una verifica agli SLU non sono presi in considerazione i dati relativi agli SLE). Ognuno di essi è identificato da un nome a scelta dell'operatore, per cui nei tabulati di verifica il nome del criterio ne identifica i parametri usati. Riguardo alle verifiche agli SLU le resistenze sono determinate in base a quanto specificato dalla norma attraverso il modello plastico-incrudente o elastico-perfettamente plastico, la verifica consiste nel verificare che assegnate le sollecitazioni di verifica le deformazioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori a quelle ultime cio' equivale ad affermare che nello spazio tridimensionale  $N, M_y, M_z$  il punto rappresentativo delle sollecitazioni è interno al dominio di resistenza della sezione.

Le verifiche agli SLE riguardano le verifiche di:

- deformabilità degli impalcati con  $\delta \leq 0.005 \cdot h$
- fessurazione
- tensioni in esercizio

Nome		Acciaio_Flessione	
Verifiche			
Tipo di acciaio	S275		
Avanzate			
Piano di verifica	e		
Tipo di instabilità	Nessuna		
$\lambda_{max}$	250		
$\gamma_s$	1.5		
$\psi (X-Y)$	1	1	
$J_w$	1		
$\beta$	1		
Classe minima	Automatica		
Tecnica produzione	Profilato laminata		

Spessore tensione	Automatico
Elemento esistente	<input type="checkbox"/>
Fattore di confidenza	1
Escludi $M_z$	<input type="checkbox"/>
Verifica come pendolo	<input type="checkbox"/>
Ampl. Soll. Verifica	1
Carichi estradossati	<input type="checkbox"/>
Incendio	
Verifica all'incendio	<input type="checkbox"/>
Temperatura [°]	20
$\gamma_{Mfi}$	1
Verifiche N.T. SLU	
$\gamma_M$	1.05

**Verifiche N.T. SLU**

$\gamma_M$

Usa CNR10011 ☐

Escludi gerarchia ☒

Plast.Iniziali ☒ Y ☒ Z

Plast.Finali ☒ Y ☒ Z

**Stampe**

Combinazioni di verifica

**Carpenterie Cls**

Escludi carp. Pilastri ds ☐

**Verifiche N.T. SLE**

Spostamenti verticali ☒

$\delta_c$  [cm]

Deformabilità

$k_1$  (L/k1)

$k_2$  (L/k2)

**Generale**

Nome

**Generici**

Rck [Kg/cmq]

$f_{yk}$  [Kg/cmq]

$\epsilon_{c0}$

$\epsilon_{cu}$

$\epsilon_{fu}$  (solo incrudimento)

Eacc [Kg/cmq]

Copriferro calcolo [cm]

Copriferro disegno [cm]

$\gamma_{ds}$

$\gamma_{acc}$

Riduzione fcd

Min. Staffe CV ☒

Min. Staffe Sisma	<input checked="" type="checkbox"/>
▼ Incendio	
Verifica all'incendio	<input type="checkbox"/>
▼ Generici N.T.	
Calcolo automatico $\cotg(\theta)$	<input checked="" type="checkbox"/>
$\cotg(\theta)$	1
Modello incrudente acciaio	<input type="checkbox"/>
$E_y/E_0$	0.005
Elemento esistente	<input type="checkbox"/>
▼ Generici D.M. 96 T.A.	
$\sigma_c$ [Kg/cmq]	97.5
$\sigma_c$ trazione [Kg/cmq]	21.8334
$\sigma_c$ acc [Kg/cmq]	2600
$\tau_{c0}$ [Kg/cmq]	6
$\tau_{c1}$ [Kg/cmq]	18.2857
n	15

n trazione	0.5
Sezione interamente reagente	<input type="checkbox"/>
▼ Fessurazioni	
Nessuna fessurazione	<input checked="" type="checkbox"/>
Verifica a decompressione	<input type="checkbox"/>
Verifica formazione fessure	<input type="checkbox"/>
$f_{ctm}$ [Kg/cmq]	21.8334
Verifica aperture fessure	<input checked="" type="checkbox"/>
Classe esposizione	X0
Tipo armatura	Poco sensibile
Combinazione Rara	<input type="checkbox"/>
W amm [mm]	0.3
Combinazione QP	<input checked="" type="checkbox"/>
W amm [mm]	0.3
Combinazione Freq.	<input checked="" type="checkbox"/>
W amm [mm]	0.4

wk (* w max)	1
fc eff [Kg/cmq]	25.9921
Kt	0.4
k1	0.8
Tensioni ammissibili di esercizio	
Verifica combinazione rara	<input checked="" type="checkbox"/>
$\sigma_{Cl}$ [Kg/cmq]	149.4
$\sigma_{Acciaio}$ [Kg/cmq]	3600
Verifica combinazione QP	<input checked="" type="checkbox"/>
$\sigma_{Cl}$ [Kg/cmq]	112.05
$\sigma_{Acciaio}$ [Kg/cmq]	3600
Verifica combinazione FR	<input type="checkbox"/>
$\sigma_{Cl}$ [Kg/cmq]	112.05
$\sigma_{Acciaio}$ [Kg/cmq]	3600

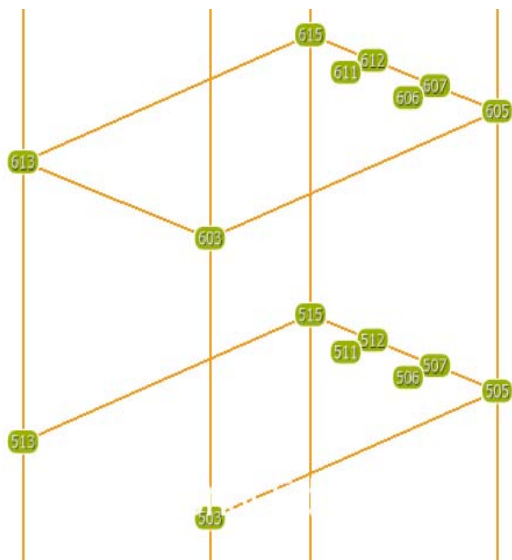
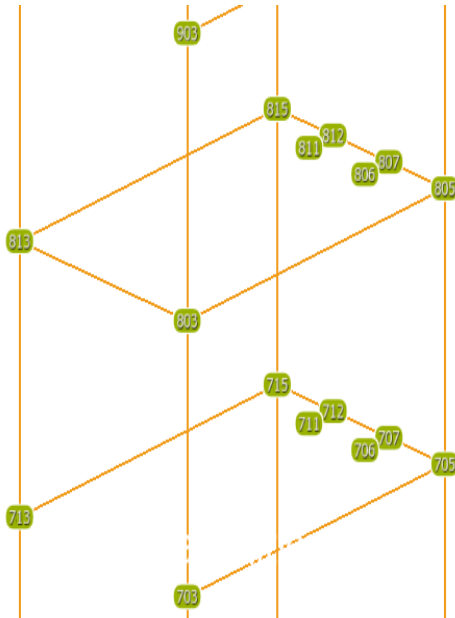
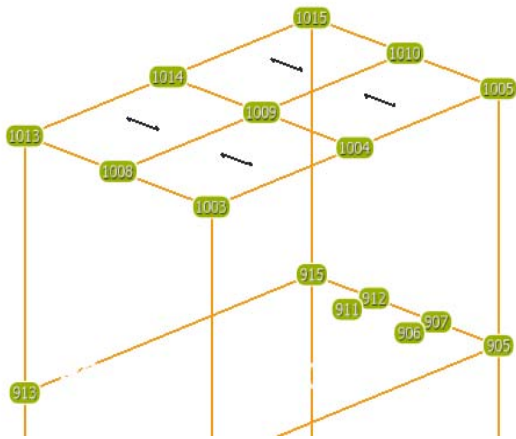
Coefficienti omogeneizzazione	
Acciaio - Cls compresso	15
Cls teso - Cls compresso	0.5
Stampa	

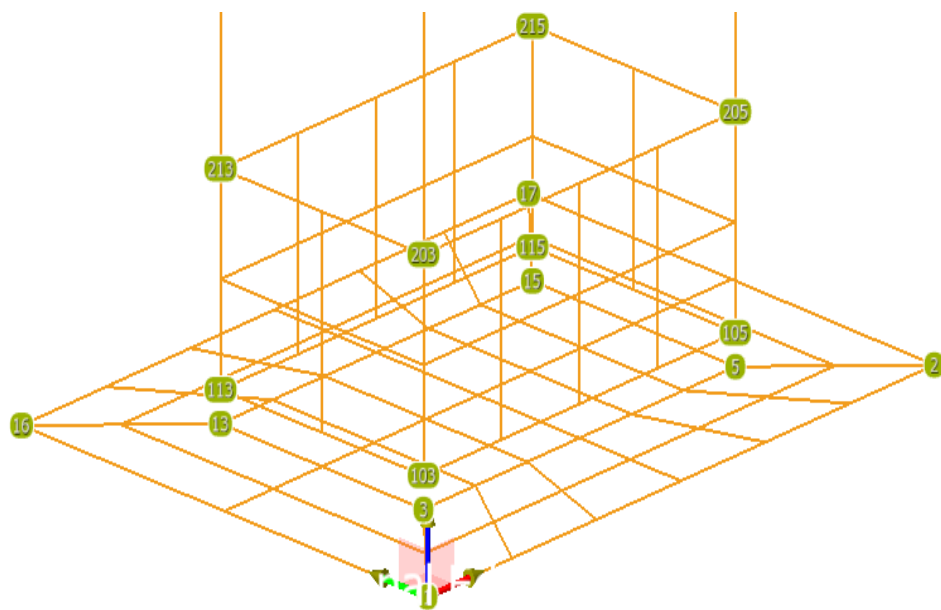
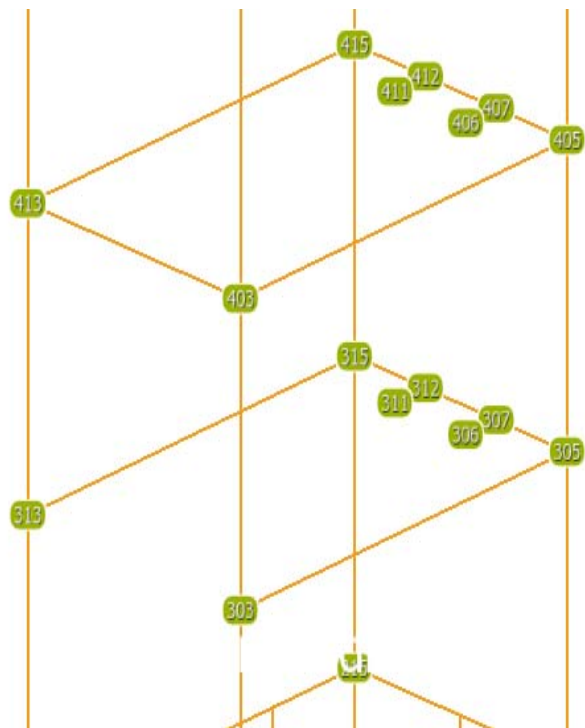
Armatura	
Rapporto min armatura/ds X [%]	0.1
Rapporto min armatura/ds Y [%]	0.1
Rapporto max armatura/ds X [%]	2
Rapporto max armatura/ds Y [%]	2
Maglia singola	<input type="checkbox"/>
Verifica	
Step armatura [cmq]	1
Verifica come pareti	<input type="checkbox"/>

## SCHEMI STRUTTURALI ADOTTATI E RISULTATI

Il modello viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Di seguito si riportano gli schemi strutturali utilizzati e i risultati del calcolo.

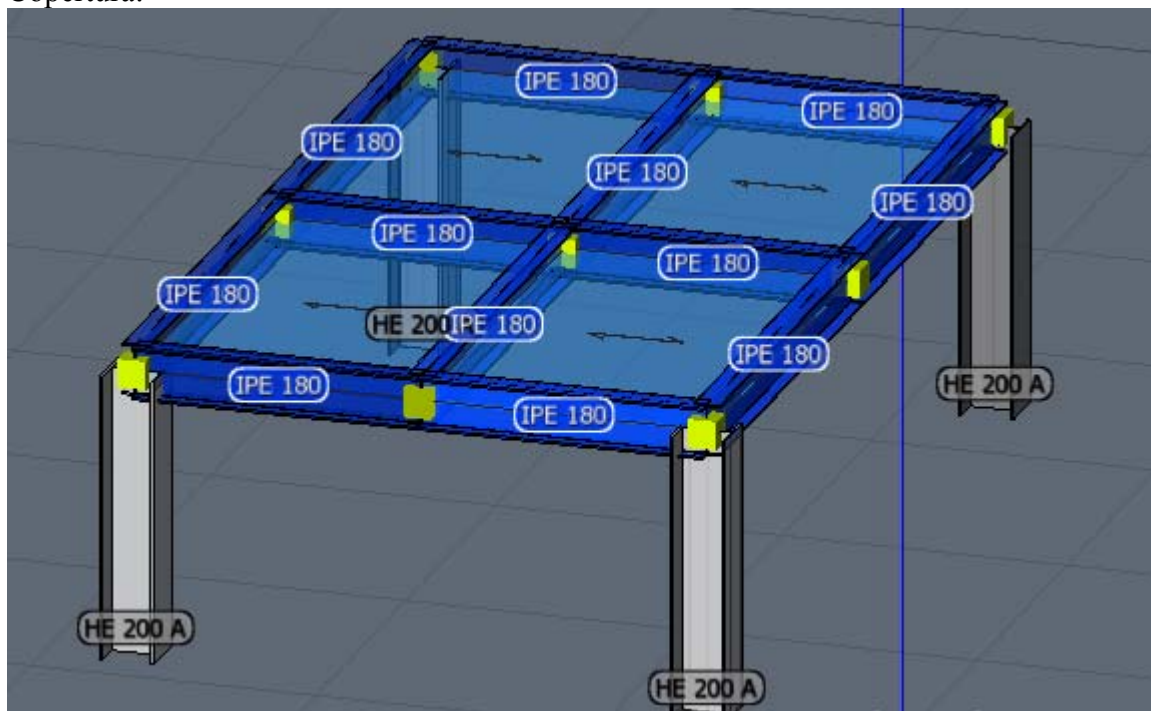
### Identificativi nodi struttura



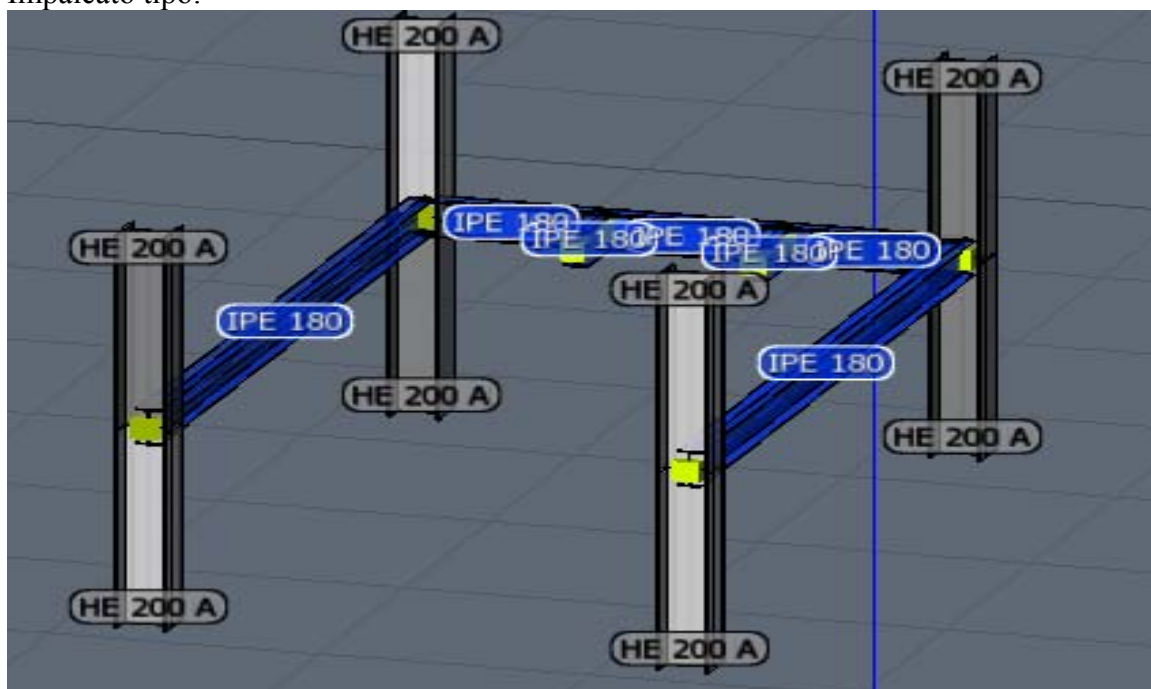


Aste utilizzate (HEA 200 Pilastri e IPE 180 Travi)

Copertura:

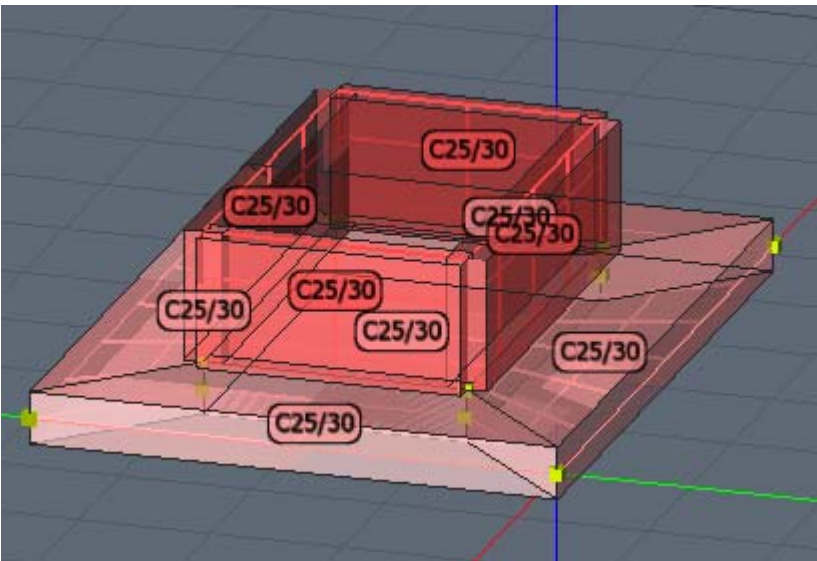


Impalcato tipo:

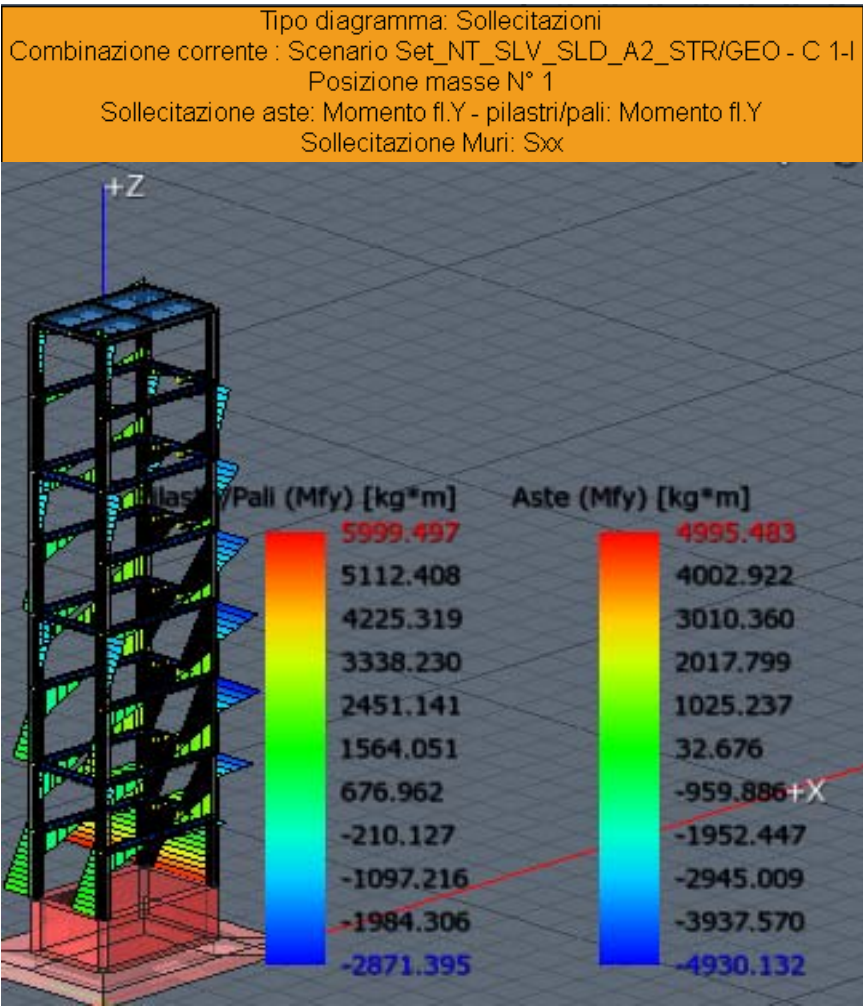




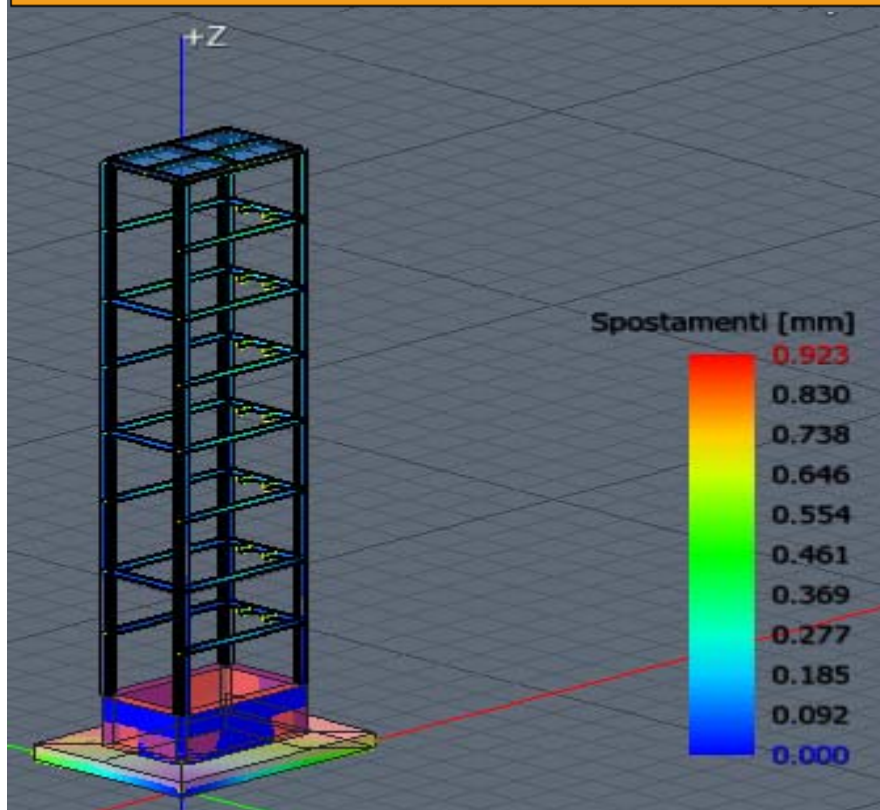
Fondazione in c.a. (cls C25/30 per muri fossa spess. 30 cm e platea spess. 40 cm)



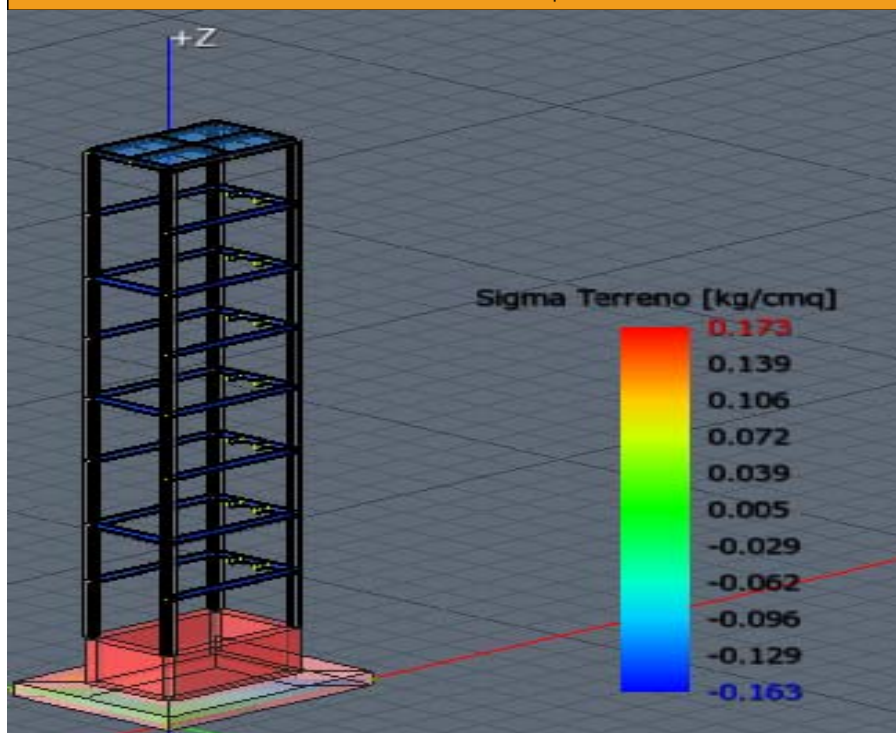
Risultati di calcolo



Tipo diagramma: Deformata  
 Combinazione corrente : Scenario Set\_NT\_SLV\_SLD\_A2\_STR/GEO - C 1-I  
 Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Tensioni medie terreno  
 Combinazione corrente : Scenario Set\_NT\_SLV\_SLD\_A2\_STR/GEO - C 1-I  
 Posizione masse N° 1  
 Tensioni medie terreno aste  
 Tensioni medie terreno platee



## Verifica dei Muri in calcestruzzo

Scenario di calcolo : Set\_NT\_SLV\_SLD\_A2\_STR/GEO

**Muro [Platea]:1 - Nodi : [13 - 3 - 1 - 16] : Verificato**

Pann=4 Spess.= 40 cm Terreno:sabbie medio fini con ciottoli Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

Armatura a maglia doppia

Pannello	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Ax	Av	C	εc	εf
	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m	cmq	cmq			
1	0	0	0	-100	64	117	8.00	8.00	(12+13)-VII-4	-0.01	0.08
2	0	0	0	-48	151	118	8.00	8.00	(12+13)-V-1	-0.02	0.09
3	0	0	0	-486	-420	73	8.00	8.00	10	-0.04	0.19
4	0	0	0	-666	-611	-148	8.00	8.00	(12+13)-II-2	-0.05	0.28
Massimi							8.00	8.00			

**Muro [Platea]:2 - Nodi : [13 - 15 - 17 - 16] : Verificato**

Pann=12 Spess.= 40 cm Terreno:sabbie medio fini con ciottoli Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

Armatura a maglia doppia

Pannello	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Ax	Av	C	εc	εf
	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m	cmq	cmq			
1	0	0	0	89	46	-50	8.00	8.00	(12+13)-V-3	-0.01	0.05
2	0	0	0	97	35	-81	8.00	8.00	(12+13)-VII-1	-0.01	0.06
3	0	0	0	235	70	-74	8.00	8.00	(12+13)-II-2	-0.02	0.11
4	0	0	0	76	-23	-96	8.00	8.00	3	-0.01	0.06
5	0	0	0	-167	-27	-219	8.00	8.00	10	-0.03	0.13
6	0	0	0	-169	-15	-182	8.00	8.00	10	-0.02	0.12
7	0	0	0	-114	10	-195	8.00	8.00	10	-0.02	0.11
8	0	0	0	-84	17	-164	8.00	8.00	10	-0.02	0.09
9	0	0	0	-47	33	-158	8.00	8.00	10	-0.01	0.07
10	0	0	0	6	25	-116	8.00	8.00	10	-0.01	0.05
11	0	0	0	10	48	-120	8.00	8.00	10	-0.01	0.06
12	0	0	0	21	31	-70	8.00	8.00	10	-0.01	0.03
Massimi							8.00	8.00			

**Muro [Platea]:3 - Nodi : [3 - 5 - 2 - 1] : Verificato**

Pann=12 Spess.= 40 cm Terreno:sabbie medio fini con ciottoli Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

Armatura a maglia doppia

Pannello	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Ax	Av	C	εc	εf
	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m	cmq	cmq			
1	0	0	0	-279	-370	-162	8.00	8.00	(12+13)-III-1	-0.03	0.18
2	0	0	0	-686	-386	244	8.00	8.00	(12+13)-II-2	-0.06	0.32
3	0	0	0	150	-209	-146	8.00	8.00	10	-0.02	0.12
4	0	0	0	-49	-5	-44	8.00	8.00	10	-0.01	0.03
5	0	0	0	-123	-146	-218	8.00	8.00	3	-0.02	0.13
6	0	0	0	-75	-39	-173	8.00	8.00	3	-0.02	0.09
7	0	0	0	-132	-103	-152	8.00	8.00	3	-0.02	0.10
8	0	0	0	-71	10	-118	8.00	8.00	3	-0.01	0.07
9	0	0	0	-116	-90	-73	8.00	8.00	3	-0.01	0.07
10	0	0	0	-45	2	-49	8.00	8.00	3	-0.01	0.03
11	0	0	0	-62	-117	-19	8.00	8.00	3	-0.01	0.05
12	0	0	0	-36	-31	-20	8.00	8.00	(12+13)-V-3	-0.00	0.02
Massimi							8.00	8.00			

**Muro [Platea]:4 - Nodi : [15 - 17 - 2 - 5]:Verificato**

Pann=4 Spess.= 40 cm Terreno:sabbie medio fini con ciottoli Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

**Armatura a maglia doppia**

Pannello	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Ax	Av	C	εc	εf
	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m	cmq	cmq			
1	0	0	0	86	-130	23	8.00	8.00	10	-0.01	0.05
2	0	0	0	158	-49	32	8.00	8.00	10	-0.01	0.07
3	0	0	0	38	-121	13	8.00	8.00	10	-0.01	0.05
4	0	0	0	107	-40	7	8.00	8.00	10	-0.01	0.04
Massimi							8.00	8.00			

**Muro [Platea]:5 - Nodi : [13 - 15 - 5 - 3]:Verificato**

Pann=12 Spess.= 40 cm Terreno:sabbie medio fini con ciottoli Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

**Armatura a maglia doppia**

Pannello	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Ax	Av	C	εc	εf
	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m	cmq	cmq			
1	0	0	0	-186	-259	-150	8.00	8.00	(12+13)-I-2	-0.03	0.14
2	0	0	0	82	-202	-292	8.00	8.00	10	-0.03	0.17
3	0	0	0	209	82	-302	8.00	8.00	10	-0.03	0.18
4	0	0	0	240	-90	-300	8.00	8.00	10	-0.04	0.19
5	0	0	0	214	37	-268	8.00	8.00	10	-0.03	0.17
6	0	0	0	293	-30	-266	8.00	8.00	10	-0.04	0.19
7	0	0	0	184	7	-225	8.00	8.00	10	-0.03	0.14
8	0	0	0	278	-0	-221	8.00	8.00	10	-0.03	0.17
9	0	0	0	130	-13	-180	8.00	8.00	10	-0.02	0.11
10	0	0	0	223	12	-176	8.00	8.00	10	-0.03	0.14
11	0	0	0	66	-29	-140	8.00	8.00	10	-0.01	0.07
12	0	0	0	148	16	-136	8.00	8.00	10	-0.02	0.10
Massimi							8.00	8.00			

**Muro :6 - Nodi : [105 - 115 - 215 - 205]:Verificato**

Pann=4 Spess.= 30 cm Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

**Armatura a maglia doppia**

Pannello	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Ax	Av	C	εc	εf
	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m	cmq	cmq			
1	-192	-1303	153	-1	-7	-1	6.00	6.00	10	-0.00	0.00
2	167	-578	245	-3	-23	6	6.00	6.00	10	-0.00	0.02
3	7499	5187	-5193	-13	-22	31	6.00	6.00	3	0.00	0.63
4	167	-578	-245	-3	-23	-6	6.00	6.00	10	-0.00	0.02
Massimi							6.00	6.00			

**Muro :7 - Nodi : [115 - 113 - 213 - 215]:Verificato**

Pann=8 Spess.= 30 cm Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

**Armatura a maglia doppia**

Pannello	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Ax	Av	C	εc	εf
	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m	cmq	cmq			
1	1122	16438	-3743	36	414	4	6.00	8.00	3	0.00	1.59
2	58	-734	177	-2	-24	9	6.00	10.00	10	-0.00	0.01
3	-195	-660	-384	2	-7	-0	6.00	6.00	11	-0.00	0.00
4	271	-204	-59	-1	-1	2	6.00	6.00	10	-0.00	0.02
5	-12	-747	-453	-2	0	0	6.00	6.00	11	-0.00	0.00
6	262	-208	46	-1	-1	-2	6.00	6.00	10	-0.00	0.02



Pannello	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Ax	Ay	C	εc	εf
7	1087	3423	2003	33	112	-23	6.00	6.00	3	0.00	0.36
8	57	-688	-164	-2	-22	-8	6.00	6.00	10	-0.00	0.01
Massimi							6.00	10.00			

Muro :8 - Nodi : [113 - 103 - 203 - 213 ]: *Verificato*

Pann=4 Spess.= 30 cm Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

Armatura a maglia doppia

Pannello	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Ax	Ay	C	εc	εf
	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m	cmq	cmq			
1	1788	2971	221	11	67	25	6.00	6.00	3	0.00	0.30
2	155	-533	218	-3	-21	6	6.00	6.00	10	-0.00	0.02
3	-180	-1240	-138	-1	-6	1	6.00	6.00	10	-0.00	0.00
4	-159	4537	2963	-6	147	0	6.00	6.00	(12+13)-VII-2	-0.00	0.46
Massimi							6.00	6.00			

Muro :9 - Nodi : [103 - 105 - 205 - 203 ]: *Verificato*

Pann=8 Spess.= 30 cm Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

Armatura a maglia doppia

Pannello	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Ax	Ay	C	εc	εf
	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m	cmq	cmq			
1	-130	-1314	134	-1	-4	-1	6.00	6.00	10	-0.00	0.00
2	57	-688	164	-2	-22	8	6.00	6.00	10	-0.00	0.01
3	-104	-699	42	-0	-4	-1	6.00	6.00	10	-0.00	0.00
4	262	-208	-46	-1	-1	2	6.00	6.00	10	-0.00	0.02
5	51	-131	1103	1	-4	3	6.00	6.00	11	-0.00	0.01
6	879	-148	763	-3	-2	-3	6.00	6.00	11	-0.00	0.07
7	-1089	-1359	-106	-3	-1	2	6.00	6.00	11	-0.00	0.00
8	977	2081	904	-28	-111	-46	6.00	6.00	7	0.00	0.27
Massimi							6.00	6.00			

## Verifica dei Muri (Stati limite esercizio)

Scenario di calcolo : Set\_NT\_SLV\_SLD\_A2\_STR/GEO

Muro [Platea]:5 - Nodi : [13 - 15 - 5 - 3]

Pann=12 Spess.=40 cm Terreno:sabbie medio fini con ciottoli Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

Armatura a maglia doppia

Combinazione Rara:  $\sigma_{ca}$ [kg/cmq]=149  $\sigma_{fa}$ [kg/cmq]=3600

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{cmax}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	cmq/m	cmq/m	kg/cmq	kg/cmq				
1	0	0	0	193	146	-314	5.13	6.16	-4	246	14	21	Si	14.6
2	0	0	0	82	-202	-292	5.13	6.16	-3	191	14	21	Si	18.9
3	0	0	0	209	82	-302	5.13	6.16	-3	238	14	21	Si	15.1
4	0	0	0	240	-90	-300	5.13	6.16	-3	227	14	21	Si	15.9
5	0	0	0	214	37	-268	5.13	6.16	-3	218	14	21	Si	16.5
6	0	0	0	293	-30	-266	5.13	6.16	-4	240	14	21	Si	15.0
7	0	0	0	184	7	-225	5.13	6.16	-3	182	14	21	Si	19.8
8	0	0	0	278	-0	-221	5.13	6.16	-3	217	14	21	Si	16.6
9	0	0	0	130	-13	-180	5.13	6.16	-2	136	14	21	Si	26.5
10	0	0	0	223	12	-176	5.13	6.16	-3	175	14	21	Si	20.5
11	0	0	0	66	-29	-140	5.13	6.16	-1	89	14	21	Si	40.5
12	0	0	0	148	16	-136	5.13	6.16	-2	127	14	21	Si	28.4

Combinazione QP:  $\sigma_{ca}$ [kg/cmq]=112  $\sigma_{fa}$ [kg/cmq]=3600

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{cmax}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	cmq/m	cmq/m	kg/cmq	kg/cmq				
1	0	0	0	193	146	-314	5.13	6.16	-4	246	27	27	Si	14.6
2	0	0	0	82	-202	-292	5.13	6.16	-3	191	27	27	Si	18.9
3	0	0	0	209	82	-302	5.13	6.16	-3	238	27	27	Si	15.1
4	0	0	0	240	-90	-300	5.13	6.16	-3	227	27	27	Si	15.9
5	0	0	0	214	37	-268	5.13	6.16	-3	218	27	27	Si	16.5
6	0	0	0	293	-30	-266	5.13	6.16	-4	240	27	27	Si	15.0
7	0	0	0	184	7	-225	5.13	6.16	-3	182	27	27	Si	19.8
8	0	0	0	278	-0	-221	5.13	6.16	-3	217	27	27	Si	16.6
9	0	0	0	130	-13	-180	5.13	6.16	-2	136	27	27	Si	26.5
10	0	0	0	223	12	-176	5.13	6.16	-3	175	27	27	Si	20.5
11	0	0	0	66	-29	-140	5.13	6.16	-1	89	27	27	Si	40.5
12	0	0	0	148	16	-136	5.13	6.16	-2	127	27	27	Si	28.4

Verifica aperture fessure:Wamm Freq[mm]=0.400 Wamm Qp[mm]=0.300

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	$\sigma_{fmed}$	Wd	Wk	Cb	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	kg/cmq	mm	mm			
1	0	0	0	193	146	-314	110	0.017	0.017	22(Fr)	Si	23.2
1	0	0	0	193	146	-314	110	0.017	0.017	27(Qp)	Si	17.4
2	0	0	0	82	-202	-292	96	0.013	0.013	22(Fr)	Si	30.4
2	0	0	0	82	-202	-292	96	0.013	0.013	27(Qp)	Si	22.8
3	0	0	0	209	82	-302	119	0.019	0.019	22(Fr)	Si	21.5
3	0	0	0	209	82	-302	119	0.019	0.019	27(Qp)	Si	16.1
4	0	0	0	240	-90	-300	137	0.021	0.021	22(Fr)	Si	18.7
4	0	0	0	240	-90	-300	137	0.021	0.021	27(Qp)	Si	14.0
5	0	0	0	214	37	-268	122	0.019	0.019	27(Qp)	Si	15.7
5	0	0	0	214	37	-268	122	0.019	0.019	22(Fr)	Si	21.0
6	0	0	0	293	-30	-266	167	0.026	0.026	22(Fr)	Si	15.3
6	0	0	0	293	-30	-266	167	0.026	0.026	27(Qp)	Si	11.5
7	0	0	0	184	7	-225	105	0.016	0.016	22(Fr)	Si	24.3
7	0	0	0	184	7	-225	105	0.016	0.016	27(Qp)	Si	18.2
8	0	0	0	278	-0	-221	159	0.025	0.025	27(Qp)	Si	12.1

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	$\sigma_{med}$	Wd	Wk	Cb	Ver	Cs
8	0	0	0	278	-0	-221	159	0.025	0.025	22(Fr)	Si	16.1
9	0	0	0	130	-13	-180	74	0.012	0.012	22(Fr)	Si	34.5
9	0	0	0	130	-13	-180	74	0.012	0.012	27(Qp)	Si	25.8
10	0	0	0	223	12	-176	127	0.020	0.020	27(Qp)	Si	15.1
10	0	0	0	223	12	-176	127	0.020	0.020	22(Fr)	Si	20.1
11	0	0	0	66	-29	-140	38	0.006	0.006	27(Qp)	Si	50.7
11	0	0	0	66	-29	-140	38	0.006	0.006	22(Fr)	Si	67.6
12	0	0	0	148	16	-136	85	0.013	0.013	22(Fr)	Si	30.2
12	0	0	0	148	16	-136	85	0.013	0.013	27(Qp)	Si	22.6

Muro [Platea]:4 - Nodi : [15 - 17 - 2 - 5 ]

Pann=4 Spess.= 40 cm Terreno:sabbie medio fini con ciottoli Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

Armatura a maglia doppia

Combinazione Rara:  $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=149$   $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{max}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	cmq/m	cmq/m	kg/cmq	kg/cmq				
1	0	0	0	86	-130	23	5.13	6.16	-1	62	14	21	Si	57.9
2	0	0	0	158	-49	32	5.13	6.16	-1	90	14	21	Si	40.0
3	0	0	0	38	-121	13	5.13	6.16	-1	58	14	21	Si	62.4
4	0	0	0	107	-40	7	5.13	6.16	-1	61	14	21	Si	59.2

Combinazione QP:  $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=112$   $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{max}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	cmq/m	cmq/m	kg/cmq	kg/cmq				
1	0	0	0	86	-130	23	5.13	6.16	-1	62	27	27	Si	57.9
2	0	0	0	158	-49	32	5.13	6.16	-1	90	27	27	Si	40.0
3	0	0	0	38	-121	13	5.13	6.16	-1	58	27	27	Si	62.4
4	0	0	0	107	-40	7	5.13	6.16	-1	61	27	27	Si	59.2

Verifica aperture fessure:Wamm Freq[mm]=0.400 Wamm Qp[mm]=0.300

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	$\sigma_{med}$	Wd	Wk	Cb	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	kg/cmq	mm	mm			
1	0	0	0	86	-130	23	62	0.008	0.008	27(Qp)	Si	35.4
1	0	0	0	86	-130	23	62	0.008	0.008	22(Fr)	Si	47.2
2	0	0	0	158	-49	32	90	0.014	0.014	27(Qp)	Si	21.3
2	0	0	0	158	-49	32	90	0.014	0.014	22(Fr)	Si	28.4
3	0	0	0	38	-121	13	58	0.008	0.008	27(Qp)	Si	38.1
3	0	0	0	38	-121	13	58	0.008	0.008	22(Fr)	Si	50.8
4	0	0	0	107	-40	7	61	0.010	0.010	27(Qp)	Si	31.5
4	0	0	0	107	-40	7	61	0.010	0.010	22(Fr)	Si	41.9

Muro [Platea]:3 - Nodi : [3 - 5 - 2 - 1 ]

Pann=12 Spess.= 40 cm Terreno:sabbie medio fini con ciottoli Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

Armatura a maglia doppia

Combinazione Rara:  $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=149$   $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{max}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	cmq/m	cmq/m	kg/cmq	kg/cmq				
1	0	0	0	-375	-518	17	5.13	6.16	-4	247	14	21	Si	14.6
2	0	0	0	-1575	-682	733	5.13	6.16	-16	1079	14	21	Si	3.34
3	0	0	0	150	-209	-146	5.13	6.16	-2	122	14	21	Si	29.5
4	0	0	0	-49	-5	-44	5.13	6.16	-1	41	14	21	Si	87.3
5	0	0	0	323	-55	-194	5.13	6.16	-3	215	14	21	Si	16.7
6	0	0	0	312	-42	-141	5.13	6.16	-3	188	14	21	Si	19.2
7	0	0	0	340	6	-180	5.13	6.16	-3	224	14	21	Si	16.1
8	0	0	0	356	17	-142	5.13	6.16	-3	214	14	21	Si	16.8
9	0	0	0	269	27	-145	5.13	6.16	-3	181	14	21	Si	19.9
10	0	0	0	254	19	-100	5.13	6.16	-2	153	14	21	Si	23.5

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{cmax}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
11	0	0	0	162	32	-110	5.13	6.16	-2	122	14	21	Si	29.4
12	0	0	0	86	22	-63	5.13	6.16	-1	68	14	21	Si	53.1

Combinazione QP:  $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=112$   $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{cmax}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	cmq/m	cmq/m	kg/cmq	kg/cmq				
1	0	0	0	-375	-518	17	5.13	6.16	-4	247	27	27	Si	14.6
2	0	0	0	-1575	-682	733	5.13	6.16	-16	1079	27	27	Si	3.34
3	0	0	0	150	-209	-146	5.13	6.16	-2	122	27	27	Si	29.5
4	0	0	0	-49	-5	-44	5.13	6.16	-1	41	27	27	Si	87.3
5	0	0	0	323	-55	-194	5.13	6.16	-3	215	27	27	Si	16.7
6	0	0	0	312	-42	-141	5.13	6.16	-3	188	27	27	Si	19.2
7	0	0	0	340	6	-180	5.13	6.16	-3	224	27	27	Si	16.1
8	0	0	0	356	17	-142	5.13	6.16	-3	214	27	27	Si	16.8
9	0	0	0	269	27	-145	5.13	6.16	-3	181	27	27	Si	19.9
10	0	0	0	254	19	-100	5.13	6.16	-2	153	27	27	Si	23.5
11	0	0	0	162	32	-110	5.13	6.16	-2	122	27	27	Si	29.4
12	0	0	0	86	22	-63	5.13	6.16	-1	68	27	27	Si	53.1

Verifica aperture fessure: Wamm Freq[mm]=0.400 Wamm Qp[mm]=0.300

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	$\sigma_{fmed}$	Wd	Wk	Cb	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	kg/cmq	mm	mm			
1	0	0	0	-375	-518	17	247	0.034	0.034	22(Fr)	Si	11.9
1	0	0	0	-375	-518	17	247	0.034	0.034	27(Qp)	Si	8.92
2	0	0	0	-1575	-682	733	897	0.141	0.141	22(Fr)	Si	2.84
2	0	0	0	-1575	-682	733	897	0.141	0.141	27(Qp)	Si	2.13
3	0	0	0	150	-209	-146	100	0.014	0.014	22(Fr)	Si	29.4
3	0	0	0	150	-209	-146	100	0.014	0.014	27(Qp)	Si	22.1
4	0	0	0	-49	-5	-44	28	0.004	0.004	22(Fr)	Si	91.8
4	0	0	0	-49	-5	-44	28	0.004	0.004	27(Qp)	Si	68.9
5	0	0	0	323	-55	-194	184	0.029	0.029	27(Qp)	Si	10.4
5	0	0	0	323	-55	-194	184	0.029	0.029	22(Fr)	Si	13.9
6	0	0	0	312	-42	-141	178	0.028	0.028	22(Fr)	Si	14.4
6	0	0	0	312	-42	-141	178	0.028	0.028	27(Qp)	Si	10.8
7	0	0	0	340	6	-180	194	0.030	0.030	22(Fr)	Si	13.2
7	0	0	0	340	6	-180	194	0.030	0.030	27(Qp)	Si	9.88
8	0	0	0	356	17	-142	203	0.032	0.032	27(Qp)	Si	9.45
8	0	0	0	356	17	-142	203	0.032	0.032	22(Fr)	Si	12.6
9	0	0	0	269	27	-145	153	0.024	0.024	22(Fr)	Si	16.7
9	0	0	0	269	27	-145	153	0.024	0.024	27(Qp)	Si	12.5
9	0	0	0	269	27	-145	153	0.024	0.024	27(Qp)	Si	12.5
10	0	0	0	254	19	-100	144	0.023	0.023	27(Qp)	Si	13.3
10	0	0	0	254	19	-100	144	0.023	0.023	22(Fr)	Si	17.7
11	0	0	0	162	32	-110	92	0.014	0.014	27(Qp)	Si	20.7
11	0	0	0	162	32	-110	92	0.014	0.014	22(Fr)	Si	27.6
12	0	0	0	86	22	-63	49	0.008	0.008	22(Fr)	Si	51.9
12	0	0	0	86	22	-63	49	0.008	0.008	27(Qp)	Si	38.9

Muro [Platea]: 2 - Nodi : [ 13 - 15 - 17 - 16 ]

Pann=12 Spess.= 40 cm Terreno: sabbie medio fini con ciottoli Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

Armatura a maglia doppia

Combinazione Rara:  $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=149$   $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{cmax}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	cmq/m	cmq/m	kg/cmq	kg/cmq				
1	0	0	0	-187	-165	-201	5.13	6.16	-3	193	14	21	Si	18.6
2	0	0	0	49	10	-181	5.13	6.16	-2	106	14	21	Si	33.8
3	0	0	0	-195	-86	-214	5.13	6.16	-3	192	14	21	Si	18.8
4	0	0	0	-215	-47	-148	5.13	6.16	-2	164	14	21	Si	22.0
5	0	0	0	-167	-27	-219	5.13	6.16	-3	175	14	21	Si	20.6
6	0	0	0	-169	-15	-182	5.13	6.16	-2	156	14	21	Si	23.0



P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{cmax}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
7	0	0	0	-114	10	-195	5.13	6.16	-2	137	14	21	Si	26.3
8	0	0	0	-84	17	-164	5.13	6.16	-2	109	14	21	Si	33.0
9	0	0	0	-47	33	-158	5.13	6.16	-1	89	14	21	Si	40.5
10	0	0	0	6	25	-116	5.13	6.16	-1	61	14	21	Si	59.3
11	0	0	0	10	48	-120	5.13	6.16	-1	71	14	21	Si	50.9
12	0	0	0	21	31	-70	5.13	6.16	-1	46	14	21	Si	79.0

Combinazione QP:  $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=112$   $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{cmax}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	cmq/m	cmq/m	kg/cmq	kg/cmq				
1	0	0	0	-187	-165	-201	5.13	6.16	-3	193	27	27	Si	18.6
2	0	0	0	49	10	-181	5.13	6.16	-2	106	27	27	Si	33.8
3	0	0	0	-195	-86	-214	5.13	6.16	-3	192	27	27	Si	18.8
4	0	0	0	-215	-47	-148	5.13	6.16	-2	164	27	27	Si	22.0
5	0	0	0	-167	-27	-219	5.13	6.16	-3	175	27	27	Si	20.6
6	0	0	0	-169	-15	-182	5.13	6.16	-2	156	27	27	Si	23.0
7	0	0	0	-114	10	-195	5.13	6.16	-2	137	27	27	Si	26.3
8	0	0	0	-84	17	-164	5.13	6.16	-2	109	27	27	Si	33.0
9	0	0	0	-47	33	-158	5.13	6.16	-1	89	27	27	Si	40.5
10	0	0	0	6	25	-116	5.13	6.16	-1	61	27	27	Si	59.3
11	0	0	0	10	48	-120	5.13	6.16	-1	71	27	27	Si	50.9
12	0	0	0	21	31	-70	5.13	6.16	-1	46	27	27	Si	79.0

Verifica aperture fessure: Wamm Freq[mm]=0.400 Wamm Qp[mm]=0.300

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	$\sigma_{fmed}$	Wd	Wk	Cb	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	kg/cmq	mm	mm			
1	0	0	0	-187	-165	-201	107	0.017	0.017	22(Fr)	Si	23.9
1	0	0	0	-187	-165	-201	107	0.017	0.017	27(Qp)	Si	17.9
2	0	0	0	49	10	-181	28	0.004	0.004	22(Fr)	Si	91.3
2	0	0	0	49	10	-181	28	0.004	0.004	27(Qp)	Si	68.5
3	0	0	0	-195	-86	-214	111	0.017	0.017	22(Fr)	Si	23.0
3	0	0	0	-195	-86	-214	111	0.017	0.017	27(Qp)	Si	17.2
4	0	0	0	-215	-47	-148	122	0.019	0.019	22(Fr)	Si	20.8
4	0	0	0	-215	-47	-148	122	0.019	0.019	27(Qp)	Si	15.6
5	0	0	0	-167	-27	-219	95	0.015	0.015	27(Qp)	Si	20.1
5	0	0	0	-167	-27	-219	95	0.015	0.015	22(Fr)	Si	26.8
6	0	0	0	-169	-15	-182	96	0.015	0.015	22(Fr)	Si	26.5
6	0	0	0	-169	-15	-182	96	0.015	0.015	27(Qp)	Si	19.9
7	0	0	0	-114	10	-195	65	0.010	0.010	22(Fr)	Si	39.2
7	0	0	0	-114	10	-195	65	0.010	0.010	27(Qp)	Si	29.4
8	0	0	0	-84	17	-164	48	0.007	0.007	27(Qp)	Si	40.0
8	0	0	0	-84	17	-164	48	0.007	0.007	22(Fr)	Si	53.4
9	0	0	0	-47	33	-158	27	0.004	0.004	22(Fr)	Si	95.2
9	0	0	0	-47	33	-158	27	0.004	0.004	27(Qp)	Si	71.4
10	0	0	0	6	25	-116	12	0.002	0.002	27(Qp)	Si	>100
10	0	0	0	6	25	-116	12	0.002	0.002	22(Fr)	Si	>100
11	0	0	0	10	48	-120	23	0.003	0.003	27(Qp)	Si	97.1
11	0	0	0	10	48	-120	23	0.003	0.003	22(Fr)	Si	>100
12	0	0	0	21	31	-70	15	0.002	0.002	22(Fr)	Si	>100
12	0	0	0	21	31	-70	15	0.002	0.002	27(Qp)	Si	>100

Muro [Platea]: 1 - Nodi: [13 - 3 - 1 - 16]

Pann=4 Spess.= 40 cm Terreno: sabbie medio fini con ciottoli Criterio CLS\_Muri Materiale: C25/30

Armatura a maglia doppia

Combinazione Rara:  $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=149$   $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{cmax}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	cmq/m	cmq/m	kg/cmq	kg/cmq				
1	0	0	0	239	267	276	5.13	6.16	-4	264	14	21	Si	13.7
2	0	0	0	216	336	269	5.13	6.16	-4	268	14	21	Si	13.4

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{cmax}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
3	0	0	0	-486	-420	73	5.13	6.16	-4	289	14	21	Si	12.4
4	0	0	0	-1031	-1306	-628	5.13	6.16	-14	893	14	21	Si	4.03

Combinazione QP:  $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=112$   $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Afx	Afy	$\sigma_{cmax}$	$\sigma_{fmax}$	Cbc	Cbf	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	cmq/m	cmq/m	kg/cmq	kg/cmq				
1	0	0	0	239	267	276	5.13	6.16	-4	264	27	27	Si	13.7
2	0	0	0	216	336	269	5.13	6.16	-4	268	27	27	Si	13.4
3	0	0	0	-486	-420	73	5.13	6.16	-4	289	27	27	Si	12.4
4	0	0	0	-1031	-1306	-628	5.13	6.16	-14	893	27	27	Si	4.03

Verifica aperture fessure: Wamm Freq[mm]=0.400 Wamm Qp[mm]=0.300

P.	Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	$\sigma_{fmed}$	Wd	Wk	Cb	Ver	Cs
	kg/mq	kg/mq	kg/mq	kg	kg	kg	kg/cmq	mm	mm			
1	0	0	0	239	267	276	136	0.021	0.021	27(Qp)	Si	14.0
1	0	0	0	239	267	276	136	0.021	0.021	22(Fr)	Si	18.7
2	0	0	0	216	336	269	160	0.022	0.022	27(Qp)	Si	13.7
2	0	0	0	216	336	269	160	0.022	0.022	22(Fr)	Si	18.3
3	0	0	0	-486	-420	73	277	0.043	0.043	27(Qp)	Si	6.91
3	0	0	0	-486	-420	73	277	0.043	0.043	22(Fr)	Si	9.21
4	0	0	0	-1031	-1306	-628	587	0.092	0.092	27(Qp)	Si	3.26
4	0	0	0	-1031	-1306	-628	587	0.092	0.092	22(Fr)	Si	4.35

## Verifica platea

Elm.	Cmb	V [kg]	Vd [kg]	CsV	H [kg]	Hd [kg]	CsH	Qd [kg/cmq]	qe [kg/cmq]	w [mm]
1	2	27081	0	0.00	0	14793	>100	0.00	0.00	-1
	3	17538	0	0.00	0	9580	>100	0.00	0.00	-1
	4	17538	0	0.00	0	9580	>100	0.00	0.00	-1
	5	27081	0	0.00	0	14793	>100	0.00	0.00	-1
	6	27081	0	0.00	0	14793	>100	0.00	0.00	-1
	7	27081	0	0.00	0	14793	>100	0.00	0.00	-1
	8	27081	0	0.00	0	14793	>100	0.00	0.00	-1
	9	27081	0	0.00	0	14793	>100	0.00	0.00	-1
	10	20832	0	0.00	0	11379	>100	0.00	0.00	-1
	11	20832	0	0.00	0	11379	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-I-1	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-I-2	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-I-3	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-I-4	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-II-1	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-II-2	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-II-3	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-II-4	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-III-1	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-III-2	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-III-3	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-III-4	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-IV-1	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-IV-2	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-IV-3	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-IV-4	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-V-1	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-V-2	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-V-3	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-V-4	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1

	(12+13)-VI-1	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VI-2	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VI-3	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VI-4	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VII-1	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VII-2	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VII-3	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VII-4	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VIII-1	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VIII-2	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VIII-3	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	(12+13)-VIII-4	11289	0	0.00	0	6166	>100	0.00	0.00	-1
	Minimi coeff. sic.									
1	2			0.00						
1	2						>100			

Wmax=0, Wmin=1000000

#### Verifica a scorrimento globale delle fondazione

Comb. = Combinazione di verifica

N[kg] = Sforzo normale

Hd[kg] = Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali

R[kg] = Resistenza allo scorrimento  $R = Area * c + N * \tan(\phi)$

CS = R/Hd

CSd = Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno  $A = 20.8000 \text{ m}^2$

Comb.	N kg	Hd kg	R kg	CS.	CSd	ver
2	21802	0	13100	--	1.10	Si
3	14011	0	8419	--	1.10	Si
4	14011	0	8419	--	1.10	Si
5	21802	0	13100	--	1.10	Si
6	21802	0	13100	--	1.10	Si
7	21802	0	13100	--	1.10	Si
8	21802	0	13100	--	1.10	Si
9	21802	0	13100	--	1.10	Si
10	16771	0	10077	--	1.10	Si
11	16771	0	10077	--	1.10	Si
(12+13)-I-1	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-I-2	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-I-3	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-I-4	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-II-1	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-II-2	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-II-3	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-II-4	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-III-1	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-III-2	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-III-3	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-III-4	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-IV-1	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-IV-2	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-IV-3	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-IV-4	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-V-1	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-V-2	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-V-3	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-V-4	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VI-1	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VI-2	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VI-3	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VI-4	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VII-1	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VII-2	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VII-3	8980	0	5396	--	1.10	Si

(12+13)-VII-4	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VIII-1	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VIII-2	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VIII-3	8980	0	5396	--	1.10	Si
(12+13)-VIII-4	8980	0	5396	--	1.10	Si

IperSpaceMax - Personal Edition 7.1.0 Copyright© 2015 Soft.Lab:

### Verifica Stabilità aste Metalliche

Scenario di calcolo : Set\_NT\_SLV\_SLD\_A2\_STR/GEO

Asta: 203 [ 203 , 303 ]

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Ln1=165.0 cm Ln2=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\chi_Y$	$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	k <sub>vy</sub>	k <sub>vz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-5634	2049	1254	148036	11820	5606	20	33	0.990	0.907	--	0.730	0.277	0.438	0.462

Cls	Dir	N	Myeq	MzEq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	5634	1495	348	139511	11257	5339	(12+13)-IV-2	4.20
1	Z	5634	897	579	127878	11257	5339	(12+13)-IV-2	4.31

Asta: 203 [ 303 , 403 ]

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Ln1=165.0 cm Ln2=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\chi_Y$	$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	k <sub>vy</sub>	k <sub>vz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-6074	-743	618	148036	11820	5606	20	33	0.990	0.907	--	0.401	0.242	0.240	0.403

Cls	Dir	N	Myeq	MzEq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	6074	297	150	139511	11257	5339	(12+13)-IV-2	10.2
1	Z	6074	178	249	127878	11257	5339	(12+13)-IV-2	9.09

**Asta: 203 [ 403 , 503 ]**

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Ln1=185.0 cm Ln2=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$ : *Verificato*

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yRk</sub>	M <sub>zRk</sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\chi_Y$	$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-4474	1406	-611	148036	11820	5606	22	37	0.980	0.883	--	0.592	0.242	0.355	0.404

Cls	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yRd</sub>	M <sub>zRd</sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	4474	833	148	138109	11257	5339	(12+13)-IV-2	7.46
1	Z	4474	500	247	124421	11257	5339	(12+13)-IV-2	7.91

**Asta: 203 [ 503 , 603 ]**

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Ln1=185.0 cm Ln2=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$ : *Verificato*

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yRk</sub>	M <sub>zRk</sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\chi_Y$	$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-4802	-1317	-458	148036	11820	5606	22	37	0.980	0.883	--	0.611	0.242	0.366	0.404

Cls	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yRd</sub>	M <sub>zRd</sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	4802	805	111	138109	11257	5339	(12+13)-IV-2	7.87
1	Z	4802	483	185	124421	11257	5339	(12+13)-IV-2	8.61

**Asta: 203 [ 603 , 703 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Ln1=175.0 cm Ln2=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$ : *Verificato*

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yRk</sub>	M <sub>zRk</sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\chi_Y$	$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-2933	801	-349	148036	11820	5606	21	35	0.985	0.895	--	0.497	0.243	0.298	0.405

Cls	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yRd</sub>	M <sub>zRd</sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	2933	398	85	138811	11257	5339	(12+13)-IV-2	13.8
1	Z	2933	239	142	126159	11257	5339	(12+13)-IV-2	14.1

**Asta: 203 [ 703 , 803 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Ln1=175.0 cm Ln2=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$ : *Verificato*

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yRk</sub>	M <sub>zRk</sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\chi_Y$	$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-2926	-1074	-174	148036	11820	5606	21	35	0.985	0.895	--	0.678	0.373	0.407	0.622

Cls	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yRd</sub>	M <sub>zRd</sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	2926	728	65	138811	11257	5339	(12+13)-IV-2	10.2
1	Z	2926	437	108	126159	11257	5339	(12+13)-IV-2	12.2

**Asta: 203 [ 803 , 903 ]**

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Ln1=182.5 cm Ln2=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$ : *Verificato*

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yRk</sub>	M <sub>zRk</sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\chi_Y$	$\chi_Z$	$\chi_{LT}$	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-1457	312	-266	148036	11820	5606	22	37	0.981	0.886	--	0.407	0.241	0.244	0.401

Cls	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yRd</sub>	M <sub>zRd</sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	1457	127	64	138285	11257	5339	(12+13)-V-4	29.6
1	Z	1457	76	107	124857	11257	5339	(12+13)-V-4	26.0



# Asta: 203 [ 903 , 1003 ]

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Ln1=182.5 cm Ln2=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  
ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyy	kyy	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-1033	-673	296	148036	11820	5606	22	37	0.981	0.886	--	0.735	0.240	0.441	0.401

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	1033	494	71	138285	11257	5339	(12+13)-VIII-4	15.4
1	Z	1033	297	119	124857	11257	5339	(12+13)-VIII-4	17.6

# Asta: 205 [ 205 , 305 ]

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Ln1=165.0 cm Ln2=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  
ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyy	kyy	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-26009	5790	1126	148036	11820	5606	20	33	0.990	0.907	--	0.546	0.273	0.328	0.454

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	26009	3161	307	139511	11257	5339	(12+13)-VIII-2	1.91
1	Z	26009	1896	512	127878	11257	5339	(12+13)-VIII-2	2.14

# Asta: 205 [ 305 , 405 ]

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Ln1=165.0 cm Ln2=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  
ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyy	kyy	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-20929	3394	729	148036	11820	5606	20	33	0.990	0.907	--	0.402	0.246	0.241	0.411

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	20929	1364	180	139511	11257	5339	(12+13)-VIII-2	3.28

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Z	20929	818	299	127878	11257	5339	(12+13)-VIII-2	3.42

# Asta: 205 [ 405 , 505 ]

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Ln1=185.0 cm Ln2=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  
ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyy	kyy	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-15174	-2820	-670	148036	11820	5606	22	37	0.980	0.883	--	0.403	0.247	0.242	0.412

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	15174	1135	166	138109	11257	5339	(12+13)-VIII-2	4.14
1	Z	15174	681	276	124421	11257	5339	(12+13)-VIII-2	4.27

# Asta: 205 [ 505 , 605 ]

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Ln1=185.0 cm Ln2=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  
ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyy	kyy	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-9934	-2572	-522	148036	11820	5606	22	37	0.980	0.883	--	0.402	0.245	0.241	0.408

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	9934	1033	128	138109	11257	5339	(12+13)-VIII-2	5.33
1	Z	9934	620	213	124421	11257	5339	(12+13)-VIII-2	5.72

**Asta: 205 [ 605 , 705 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Ln1=175.0 cm Ln2=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyv	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-5832	-2071	-413	148036	11820	5606	21	35	0.985	0.895	--	0.412	0.242	0.247	0.404

Cls	Dir	N	Myeq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	5832	853	100	138811	11257	5339	(12+13)-VIII-2	7.32
1	Z	5832	512	167	126159	11257	5339	(12+13)-VIII-2	8.13

**Asta: 205 [ 705 , 805 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Ln1=175.0 cm Ln2=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyv	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-2868	-1529	-243	148036	11820	5606	21	35	0.985	0.895	--	0.480	0.299	0.288	0.498

Cls	Dir	N	Myeq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	2868	735	73	138811	11257	5339	(12+13)-VIII-2	10.0
1	Z	2868	441	121	126159	11257	5339	(12+13)-VIII-2	11.8

**Asta: 205 [ 805 , 905 ]**

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Ln1=182.5 cm Ln2=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyv	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-1033	-979	-110	148036	11820	5606	22	37	0.981	0.886	--	0.592	0.473	0.355	0.788

Cls	Dir	N	Myeq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	1033	580	52	138285	11257	5339	(12+13)-VIII-2	14.6
1	Z	1033	348	86	124857	11257	5339	(12+13)-VIII-2	18.1

**Asta: 205 [ 905 , 1005 ]**

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Ln1=182.5 cm Ln2=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyv	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-104	-332	288	148036	11820	5606	22	37	0.981	0.886	--	0.753	0.240	0.452	0.400

Cls	Dir	N	Myeq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	104	250	69	138285	11257	5339	(12+13)-I-4	27.8
1	Z	104	150	115	124857	11257	5339	(12+13)-I-4	28.0

**Asta: 213 [ 213 , 313 ]**

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Ln1=165.0 cm Ln2=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyv	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-1066	253	218	148036	11820	5606	20	33	0.990	0.907	--	0.719	0.311	0.432	0.519

Cls	Dir	N	Myeq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	1066	182	68	139511	11257	5339	7	27.4
1	Z	1066	109	113	127878	11257	5339	7	25.5

**Asta: 213 [ 313 , 413 ]**

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Ln1=165.0 cm Ln2=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\chi Y$	$\chi Z$	$\chi LT$	kyv	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-2171	10	-47	148036	11820	5606	20	33	0.990	0.907	--	0.871	0.241	0.523	0.401

Cls	Dir	N	Myeq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	2171	9	11	139511	11257	5339	5	54.2
1	Z	2171	5	19	127878	11257	5339	5	47.7

# Asta: 213 [ 413 , 513 ]

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Ln1=185.0 cm Ln2=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yR<sub>k</sub></sub>	M <sub>zR<sub>k</sub></sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\gamma_Y$	$\gamma_Z$	$\gamma_{LT}$	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-1013	122	-94	148036	11820	5606	22	37	0.980	0.883	--	0.546	0.240	0.328	0.401

Cl <sub>s</sub>	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yR<sub>d</sub></sub>	M <sub>zR<sub>d</sub></sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	1013	67	23	138109	11257	5339	7	57.3
1	Z	1013	40	38	124421	11257	5339	7	53.4

# Asta: 213 [ 513 , 613 ]

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Ln1=185.0 cm Ln2=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yR<sub>k</sub></sub>	M <sub>zR<sub>k</sub></sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\gamma_Y$	$\gamma_Z$	$\gamma_{LT}$	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-890	-133	-79	148036	11820	5606	22	37	0.980	0.883	--	0.650	0.240	0.390	0.401

Cl <sub>s</sub>	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yR<sub>d</sub></sub>	M <sub>zR<sub>d</sub></sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	890	86	19	138109	11257	5339	7	56.5
1	Z	890	52	32	124421	11257	5339	7	56.5

# Asta: 213 [ 613 , 713 ]

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Ln1=175.0 cm Ln2=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yR<sub>k</sub></sub>	M <sub>zR<sub>k</sub></sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\gamma_Y$	$\gamma_Z$	$\gamma_{LT}$	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-1305	-21	-33	148036	11820	5606	21	35	0.985	0.895	--	0.400	0.417	0.240	0.695

Cl <sub>s</sub>	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yR<sub>d</sub></sub>	M <sub>zR<sub>d</sub></sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	1305	8	14	138811	11257	5339	2	78.4
1	Z	1305	5	23	126159	11257	5339	2	66.1

# Asta: 213 [ 713 , 813 ]

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Ln1=175.0 cm Ln2=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yR<sub>k</sub></sub>	M <sub>zR<sub>k</sub></sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\gamma_Y$	$\gamma_Z$	$\gamma_{LT}$	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-1210	-49	8	148036	11820	5606	21	35	0.985	0.895	--	0.773	0.523	0.464	0.872

Cl <sub>s</sub>	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yR<sub>d</sub></sub>	M <sub>zR<sub>d</sub></sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	1210	38	4	138811	11257	5339	2	78.0
1	Z	1210	23	7	126159	11257	5339	2	77.7

# Asta: 213 [ 813 , 913 ]

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Ln1=182.5 cm Ln2=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yR<sub>k</sub></sub>	M <sub>zR<sub>k</sub></sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\gamma_Y$	$\gamma_Z$	$\gamma_{LT}$	k <sub>yy</sub>	k <sub>yz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-39	224	-345	148036	11820	5606	22	37	0.981	0.886	--	0.445	0.240	0.267	0.400

Cl <sub>s</sub>	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yR<sub>d</sub></sub>	M <sub>zR<sub>d</sub></sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	39	100	83	138285	11257	5339	3	40.6
1	Z	39	60	138	124857	11257	5339	3	31.8



**Asta: 213 [ 913 , 1013 ]**

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Ln1=182.5 cm Ln2=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\gamma Y$	$\gamma Z$	$\gamma LT$	kvy	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-117	-341	-122	148036	11820	5606	22	37	0.981	0.886	--	0.702	0.240	0.421	0.400

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	117	239	29	138285	11257	5339	3	36.3
1	Z	117	144	49	124857	11257	5339	3	43.8

**Asta: 215 [ 215 , 315 ]**

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Ln1=165.0 cm Ln2=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\gamma Y$	$\gamma Z$	$\gamma LT$	kvy	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-4182	-134	234	148036	11820	5606	20	33	0.990	0.907	--	0.538	0.255	0.323	0.424

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	4182	72	60	139511	11257	5339	7	21.0
1	Z	4182	43	100	127878	11257	5339	7	18.1

**Asta: 215 [ 315 , 415 ]**

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Ln1=165.0 cm Ln2=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\gamma Y$	$\gamma Z$	$\gamma LT$	kvy	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-3557	-136	201	148036	11820	5606	20	33	0.990	0.907	--	0.400	0.241	0.240	0.402

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	3557	55	49	139511	11257	5339	7	25.4
1	Z	3557	33	81	127878	11257	5339	7	21.8

**Asta: 215 [ 415 , 515 ]**

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Ln1=185.0 cm Ln2=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\gamma Y$	$\gamma Z$	$\gamma LT$	kvy	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-2897	99	-169	148036	11820	5606	22	37	0.980	0.883	--	0.400	0.241	0.240	0.402

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	2897	40	41	138109	11257	5339	7	31.1
1	Z	2897	24	68	124421	11257	5339	7	26.2

**Asta: 215 [ 515 , 615 ]**

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Ln1=185.0 cm Ln2=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cmq  
ft=4300 kg/cmq: **Verificato**

N	My	Mz	NRk	MyRk	MzRk	$\lambda Y$	$\lambda Z$	$\gamma Y$	$\gamma Z$	$\gamma LT$	kvy	kyz	kzy	kzz
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-2258	96	-168	148036	11820	5606	22	37	0.980	0.883	--	0.400	0.241	0.240	0.402

Cls	Dir	N	Mveq	Mzeq	NRd	MyRd	MzRd	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	2258	38	40	138109	11257	5339	7	36.6
1	Z	2258	23	67	124421	11257	5339	7	30.5

**Asta: 215 [ 615 , 715 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Ln1=175.0 cm Ln2=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  
 ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yRk</sub>	M <sub>zRk</sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\gamma_Y$	$\gamma_Z$	$\gamma_{LT}$	k <sub>vy</sub>	k <sub>vz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-34	-1520	-691	148036	11820	5606	21	35	0.985	0.895	--	0.445	0.240	0.267	0.400

Cls	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yRd</sub>	M <sub>zRd</sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	34	676	166	138811	11257	5339	(12+13)-VI-1	10.9
1	Z	34	406	277	126159	11257	5339	(12+13)-VI-1	11.3

**Asta: 215 [ 715 , 815 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Ln1=175.0 cm Ln2=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  
 ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yRk</sub>	M <sub>zRk</sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\gamma_Y$	$\gamma_Z$	$\gamma_{LT}$	k <sub>vy</sub>	k <sub>vz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-328	-1372	-753	148036	11820	5606	21	35	0.985	0.895	--	0.497	0.240	0.298	0.400

Cls	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yRd</sub>	M <sub>zRd</sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	328	681	181	138811	11257	5339	(12+13)-VII-2	10.3
1	Z	328	409	301	126159	11257	5339	(12+13)-VII-2	10.5

**Asta: 215 [ 815 , 915 ]**

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Ln1=182.5 cm Ln2=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  
 ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yRk</sub>	M <sub>zRk</sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\gamma_Y$	$\gamma_Z$	$\gamma_{LT}$	k <sub>vy</sub>	k <sub>vz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yRk</sub>	M <sub>zRk</sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\gamma_Y$	$\gamma_Z$	$\gamma_{LT}$	k <sub>vy</sub>	k <sub>vz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
-678	-862	-546	148036	11820	5606	22	37	0.981	0.886	--	0.621	0.240	0.372	0.401

Cls	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yRd</sub>	M <sub>zRd</sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	678	535	131	138285	11257	5339	(12+13)-V-2	13.0
1	Z	678	321	219	124857	11257	5339	(12+13)-V-2	13.3

**Asta: 215 [ 915 , 1015 ]**

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Ln1=182.5 cm Ln2=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  
 ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	NR <sub>k</sub>	M <sub>yRk</sub>	M <sub>zRk</sub>	$\lambda_Y$	$\lambda_Z$	$\gamma_Y$	$\gamma_Z$	$\gamma_{LT}$	k <sub>vy</sub>	k <sub>vz</sub>	k <sub>zy</sub>	k <sub>zz</sub>
kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m									
-916	-400	-523	148036	11820	5606	22	37	0.981	0.886	--	0.557	0.240	0.334	0.401

Cls	Dir	N	M <sub>yeq</sub>	M <sub>zeq</sub>	NR <sub>d</sub>	M <sub>yRd</sub>	M <sub>zRd</sub>	Comb.	SF
		kg	kg*m	kg*m	kg	kg*m	kg*m		
1	Y	916	223	126	138285	11257	5339	3	20.0
1	Z	916	134	210	124857	11257	5339	3	17.1

**Verifica Resistenza aste Metalliche**

Scenario di calcolo : Set\_NT\_SLV\_SLD\_A2\_STR/GEO

**Asta: 203 [ 203 , 303 ]**

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>fy4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-5634	1029	-843	-0	2049	1254	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	32.4	2.19	2.19

**Asta: 203 [ 303 , 403 ]**

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>fy4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-3433	919	-684	-0	535	794	--	--	(12+13)-III-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	40.0	4.53	4.53

**Asta: 203 [ 403 , 503 ]**

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>fy4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-4474	608	-756	-4	1406	514	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	36.2	3.95	3.95

**Asta: 203 [ 503 , 603 ]**

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>fy4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
185	1	-4724	408	-716	3	-1317	-458	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
185	1	140987	60484	27341	11257	5339	38.2	4.23	4.23

**Asta: 203 [ 603 , 703 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>fy4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-2933	297	-570	-5	801	172	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	48.0	8.06	8.06

**Asta: 203 [ 703 , 803 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>fy4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
175	1	-2852	94	-501	3	-1074	-174	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
175	1	140987	60484	27341	11257	5339	54.6	6.75	6.75

**Asta: 203 [ 803 , 903 ]**

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>fy4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-1457	-259	-251	-4	312	-266	--	--	(12+13)-V-4

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	>100	11.4	11.4

**Asta: 203 [ 903 , 1003 ]**

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
182	1	-1212	-433	-211	1	-496	456	--	--	3

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
182	1	140987	60484	27341	11257	5339	>100	7.24	7.24

**Asta: 205 [ 205 , 305 ]**

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-25700	1124	-3806	-4	5479	1337	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	7.18	1.09	1.09

**Asta: 205 [ 305 , 405 ]**

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-20643	1005	-3297	-1	3193	878	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	8.29	1.68	1.68

**Asta: 205 [ 405 , 505 ]**

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
185	1	-14853	817	-2718	-1	-2661	-807	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
185	1	140987	60484	27341	11257	5339	10.1	2.03	2.03

**Asta: 205 [ 505 , 605 ]**

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
185	1	-9663	614	-2136	-2	-2409	-655	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
185	1	140987	60484	27341	11257	5339	12.8	2.47	2.47

**Asta: 205 [ 605 , 705 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
175	1	-5616	483	-1604	-1	-1928	-523	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
175	1	140987	60484	27341	11257	5339	17.1	3.23	3.23

**Asta: 205 [ 705 , 805 ]**Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
175	1	-2698	261	-1024	-2	-1405	-332	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
175	1	140987	60484	27341	11257	5339	26.7	4.85	4.85

**Asta: 205 [ 805 , 905 ]**Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
182	1	-571	-211	-494	-1	-910	176	--	--	(12+13)-I-4

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
182	1	140987	60484	27341	11257	5339	55.4	8.49	8.49

**Asta: 205 [ 905 , 1005 ]**Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-149	-179	158	2	-348	-248	--	--	(12+13)-VII-1

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	>100	12.7	12.7

**Asta: 213 [ 213 , 313 ]**Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	8592	1025	-835	-2	2020	1296	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	32.7	2.07	2.07

**Asta: 213 [ 313 , 413 ]**Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	7946	1164	-643	1	518	1062	--	--	(12+13)-III-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	42.5	3.32	3.32

**Asta: 213 [ 413 , 513 ]**Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup> : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	5586	914	-761	-5	1398	835	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	35.9	3.12	3.12



# Asta: 213 [ 513 , 613 ]

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
185	1	5101	834	-689	4	-1284	-838	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>vr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
185	1	140987	60484	27341	11257	5339	39.7	3.26	3.26

# Asta: 213 [ 613 , 713 ]

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
175	1	2722	806	-308	-6	-96	-811	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>vr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
175	1	140987	60484	27341	11257	5339	75.0	5.57	5.57

# Asta: 213 [ 713 , 813 ]

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
175	1	2289	422	-484	5	-1041	-578	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>vr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
175	1	140987	60484	27341	11257	5339	56.4	4.61	4.61

# Asta: 213 [ 813 , 913 ]

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
182	1	829	402	-267	-5	-184	-448	--	--	(12+13)-I-2

X	cls	Nr	V <sub>vr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
182	1	140987	60484	27341	11257	5339	>100	9.42	9.42

# Asta: 213 [ 913 , 1013 ]

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
182	1	630	293	-196	3	-538	-353	--	--	(12+13)-I-2

X	cls	Nr	V <sub>vr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
182	1	140987	60484	27341	11257	5339	>100	8.45	8.45

# Asta: 215 [ 215 , 315 ]

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	14172	1185	-4089	2	5907	1452	--	--	(12+13)-VIII-2

X	cls	Nr	V <sub>vr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	6.69	1.11	1.11

# Asta: 215 [ 315 , 415 ]

Sez. G: HE 200 A L=165.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma M=1.05$  fyk/ $\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup> ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	11112	1117	-3420	-1	3324	1003	--	--	(12+13)-VIII-2

X	cls	Nr	V <sub>vr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	140987	60484	27341	11257	5339	7.99	1.78	1.78

**Asta: 215 [ 415 , 515 ]**

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cmq ft=4300 kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
185	1	5518	1183	-2688	-1	-2630	-1105	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
185	1	140987	60484	27341	11257	5339	10.2	2.08	2.08

**Asta: 215 [ 515 , 615 ]**

Sez. G: HE 200 A L=185.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cmq ft=4300 kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
185	1	2885	1086	-2105	-2	-2383	-1088	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
185	1	140987	60484	27341	11257	5339	13.0	2.29	2.29

**Asta: 215 [ 615 , 715 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cmq ft=4300 kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
175	1	978	852	-1571	-0	-1898	-831	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
175	1	140987	60484	27341	11257	5339	17.4	3.02	3.02

**Asta: 215 [ 715 , 815 ]**

Sez. G: HE 200 A L=175.0 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cmq ft=4300 kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
175	1	-254	697	-986	-2	-1372	-753	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
175	1	140987	60484	27341	11257	5339	27.7	3.78	3.78

**Asta: 215 [ 815 , 915 ]**

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cmq ft=4300 kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
182	1	-601	507	-447	-1	-862	-546	--	--	(12+13)-V-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
182	1	140987	60484	27341	11257	5339	61.2	5.46	5.46

**Asta: 215 [ 915 , 1015 ]**

Sez. G: HE 200 A L=182.5 cm Crit.: Acciaio\_Pressflessione  $\gamma_M=1.05$   $f_{yk}/\gamma_M=2619$  kg/cmq ft=4300 kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
182	1	-815	436	243	-3	43	-523	--	--	3

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
182	1	140987	60484	27341	11257	5339	>100	9.30	9.30

**Asta: 302 [ 307 , 312 ]**Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	90	-171	-4227	0	-1437	160	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	4.02	1.97	1.97

**Asta: 303 [ 315 , 313 ]**Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-4	-19	-1196	0	1750	-57	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	14.2	2.15	2.15

**Asta: 304 [ 307 , 306 ]**Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	590	-7	0	1	177	--	--	3

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.02	5.02

**Asta: 305 [ 312 , 311 ]**Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	590	-6	0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.02	5.02

**Asta: 401 [ 403 , 405 ]**Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	185	-17	770	0	-1398	-59	--	--	(12+13)-III-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	22.1	2.58	2.58

**Asta: 402 [ 413 , 403 ]**Sez. G: IPE 180 L=200.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-44	71	2018	-0	-2083	86	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	8.43	1.75	1.75

**Asta: 403 [ 415 , 413 ]**Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
---	-----	---	----	----	----	----	----	-----------------	-----------------	-------



cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	25	-59	-1391	1	2057	-115	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	12.2	1.67	1.67

#### Asta: 404 [ 407 , 412 ]

Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	2	-121	-4924	0	-1664	140	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	3.46	1.86	1.86

#### Asta: 405 [ 407 , 406 ]

Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	590	-6	0	1	177	--	--	(12+13)-II-4

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.02	5.02

#### Asta: 406 [ 412 , 411 ]

Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	590	-6	0	1	177	--	--	(12+13)-II-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.02	5.02

#### Asta: 501 [ 515 , 513 ]

Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	68	-37	-1368	0	2022	-111	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	12.4	1.70	1.70

#### Asta: 502 [ 507 , 512 ]

Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	16	-120	-4520	0	-1531	145	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	3.76	1.95	1.95

**Asta: 503 [ 503 , 505 ]**

Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_y/k/\gamma M=2619$  kg/cmq  $f_t=4300$  kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
320	1	187	-4	946	0	1346	5	--	--	(12+13)-III-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
320	1	62719	22016	17013	4361	906	18.0	3.15	3.15

**Asta: 504 [ 507 , 506 ]**

Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_y/k/\gamma M=2619$  kg/cmq  $f_t=4300$  kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	590	-6	-0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.02	5.02

**Asta: 505 [ 512 , 511 ]**

Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_y/k/\gamma M=2619$  kg/cmq  $f_t=4300$  kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	590	-6	0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.02	5.02

**Asta: 601 [ 605 , 607 ]**

Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_y/k/\gamma M=2619$  kg/cmq  $f_t=4300$  kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-582	-293	-3670	-1	3638	61	--	--	(12+13)-II-4

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	4.64	1.10	1.10

**Asta: 601 [ 607 , 612 ]**

Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_y/k/\gamma M=2619$  kg/cmq  $f_t=4300$  kg/cmq : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	17	-68	-3574	0	-1213	125	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	4.76	2.40	2.40

**Asta: 602 [ 615 , 613 ]**

Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-3	-94	-1189	0	1733	-173	--	--	(12+13)-V-1

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	14.3	1.70	1.70

**Asta: 603 [ 613 , 603 ]**

Sez. G: IPE 180 L=200.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-28	129	1983	0	-2047	143	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	8.58	1.59	1.59

**Asta: 604 [ 603 , 605 ]**

Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	207	-49	445	0	-880	-118	--	--	(12+13)-III-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	38.2	2.99	2.99

**Asta: 605 [ 607 , 606 ]**

Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	591	-6	-0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.01	5.01

**Asta: 606 [ 612 , 611 ]**

Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	591	-6	0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.02	5.02

**Asta: 701 [ 703 , 705 ]**

Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$   $f_t=4300 \text{ kg/cm}^2$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
320	1	179	-8	532	0	684	19	--	--	(12+13)-III-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
320	1	62719	22016	17013	4361	906	32.0	5.54	5.54

**Asta: 702 [ 705 , 707 ]**Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mfy4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-573	-330	-2671	-1	2603	25	--	--	(12+13)-II-4

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	6.37	1.58	1.58

**Asta: 702 [ 707 , 712 ]**Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mfy4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	32	-106	-2527	0	-866	141	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	6.73	2.82	2.82

**Asta: 702 [ 712 , 715 ]**Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mfy4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	637	131	-2459	1	-2527	-124	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	6.92	1.38	1.38

**Asta: 703 [ 715 , 713 ]**Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mfy4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	74	-43	-883	0	1383	-126	--	--	(12+13)-VII-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	19.3	2.19	2.19

**Asta: 704 [ 707 , 706 ]**Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mfy4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	591	-6	0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.01	5.01

**Asta: 705 [ 712 , 711 ]**Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mfy4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-229	591	-6	-0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.02	5.02

**Asta: 801 [ 813 , 803 ]**Sez. G: IPE 180 L=200.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mfy4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-31	111	1317	0	-1384	125	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	12.9	2.19	2.19

**Asta: 801 [ 813 , 803 ]**Sez. G: IPE 180 L=200.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-31	111	1317	0	-1384	125	--	--	(12+13)-IV-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	12.9	2.19	2.19

**Asta: 802 [ 803 , 805 ]**Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	207	-53	-424	0	512	-109	--	--	(12+13)-III-3

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	40.1	4.15	4.15

**Asta: 803 [ 805 , 807 ]**Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-589	-302	-1671	-1	1603	50	--	--	(12+13)-II-4

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	10.2	2.32	2.32

**Asta: 803 [ 807 , 812 ]**Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	19	-76	-1531	0	-534	129	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	11.1	3.77	3.77

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	11.1	3.77	3.77

**Asta: 803 [ 812 , 815 ]**Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	626	146	-1472	1	-1539	-157	--	--	(12+13)-II-4

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	11.6	1.87	1.87

**Asta: 804 [ 815 , 813 ]**Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	43	-92	-823	0	1147	-163	--	--	(12+13)-VII-1

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	20.7	2.25	2.25

**Asta: 805 [ 807 , 806 ]**Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cm}^2$  ft=4300 kg/cm<sup>2</sup>: **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	591	-6	0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.01	5.01



**Asta: 806 [ 812 , 811 ]**

Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	591	-6	0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vvr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.02	5.02

**Asta: 901 [ 903 , 905 ]**

Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	176	0	-456	0	563	-4	--	--	(12+13)-III-3

X	cls	Nr	Vvr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	7.32	7.32

**Asta: 902 [ 905 , 907 ]**

Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	-588	-370	-675	-1	199	238	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vvr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	25.2	3.14	3.14

**Asta: 902 [ 907 , 912 ]**

Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	21	-134	-606	0	-226	150	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vvr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	28.1	4.59	4.59

**Asta: 902 [ 912 , 915 ]**

Sez. G: IPE 180 L=66.7 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
67	1	630	89	-544	1	-611	-97	--	--	(12+13)-II-4

X	cls	Nr	Vvr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
67	1	62719	22016	17013	4361	906	31.3	3.89	3.89

**Asta: 903 [ 915 , 913 ]**

Sez. G: IPE 180 L=320.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	67	-33	-625	0	834	-97	--	--	(12+13)-VII-1

X	cls	Nr	Vvr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	27.2	3.34	3.34

**Asta: 904 [ 907 , 906 ]**

Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	Mv4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	591	-6	0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	Vvr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.01	5.01

**Asta: 905 [ 912 , 911 ]**

Sez. G: IPE 180 L=30.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-230	591	-6	0	1	177	--	--	(12+13)-VI-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	37.3	5.02	5.02

**Asta: 1001 [ 1013 , 1008 ]**

Sez. G: IPE 180 L=100.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	82	171	582	0	-616	98	--	--	(12+13)-VI-4

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	29.2	3.99	3.99

**Asta: 1001 [ 1008 , 1003 ]**

Sez. G: IPE 180 L=100.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
100	1	-114	169	705	0	670	-95	--	--	(12+13)-II-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
100	1	62719	22016	17013	4361	906	24.1	3.85	3.85

**Asta: 1002 [ 1003 , 1004 ]**

Sez. G: IPE 180 L=160.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-282	-98	-582	-0	456	-85	--	--	3

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	29.2	4.92	4.92

**Asta: 1002 [ 1004 , 1005 ]**

Sez. G: IPE 180 L=160.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
160	1	103	-114	-128	0	-312	98	--	--	(12+13)-VII-3

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
160	1	62719	22016	17013	4361	906	>100	5.52	5.52

**Asta: 1003 [ 1005 , 1010 ]**

Sez. G: IPE 180 L=100.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	10	150	-264	-0	134	86	--	--	3

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>rv</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	64.5	7.95	7.95

**Asta: 1003 [ 1010 , 1015 ]**

Sez. G: IPE 180 L=100.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
100	1	-121	177	126	0	92	-100	--	--	(12+13)-II-1

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
100	1	62719	22016	17013	4361	906	>100	7.48	7.48

**Asta: 1004 [ 1015 , 1014 ]**

Sez. G: IPE 180 L=160.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-202	-118	-360	0	468	-102	--	--	(12+13)-III-1

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	47.3	4.48	4.48

**Asta: 1004 [ 1014 , 1013 ]**

Sez. G: IPE 180 L=160.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
160	1	94	-98	-153	-0	-352	84	--	--	(12+13)-V-2

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
160	1	62719	22016	17013	4361	906	>100	5.70	5.70

**Asta: 1005 [ 1010 , 1009 ]**

Sez. G: IPE 180 L=160.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	2	-184	-75	0	0	-153	--	--	(12+13)-IV-1

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	>100	5.93	5.93

**Asta: 1005 [ 1009 , 1008 ]**

Sez. G: IPE 180 L=160.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	1	-154	-196	0	-141	-118	--	--	3

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	86.6	6.15	6.15

**Asta: 1006 [ 1014 , 1009 ]**

Sez. G: IPE 180 L=100.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05$   $f_{yk}/\gamma M=2619$  kg/cm<sup>2</sup>  $f_t=4300$  kg/cm<sup>2</sup> : **Verificato**

X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	M <sub>y4</sub>	M <sub>z4</sub>	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-4	301	-53	-0	-0	164	--	--	(12+13)-III-1

X	cls	Nr	V <sub>yr</sub>	V <sub>zr</sub>	M <sub>ry</sub>	M <sub>rz</sub>	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	73.1	5.52	5.52



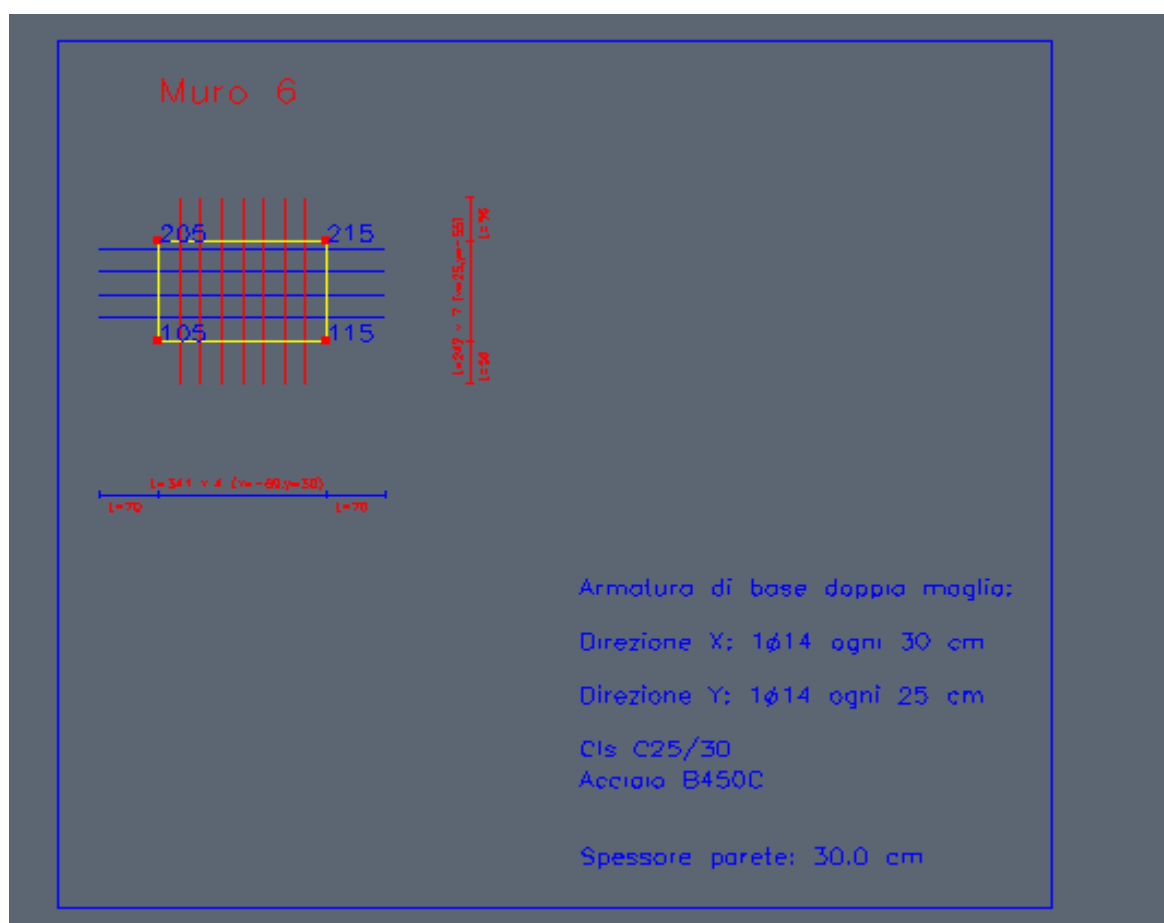
Asta: 1006 [ 1009 , 1004 ]

Sez. G: IPE 180 L=100.0 cm Crit.: Acciaio\_Flessione  $\gamma M=1.05 f_{yk}/\gamma M=2619 \text{ kg/cmq}$   $f_t=4300 \text{ kg/cmq}$  : *Verificato*

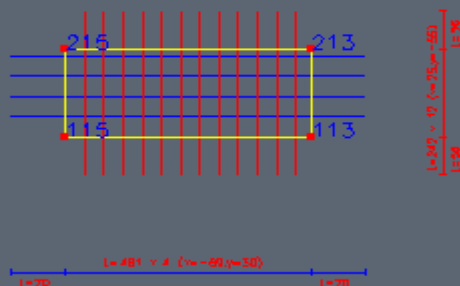
X	cls	N	TY	TZ	MT	MY	MZ	My4	Mz4	Comb.
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m			
0	1	-1	261	204	-0	-216	117	--	--	3

X	cls	Nr	Vyr	Vzr	Mrv	Mrz	SF V.	SF M	SF
cm		kg	kg	kg	kg*m	kg*m			
0	1	62719	22016	17013	4361	906	83.4	5.58	5.58

Armatura muri fossa ascensore



## Muro 7



Armatura di base doppia maglia:

Direzione X: 1 $\phi$ 14 ogni 30 cm

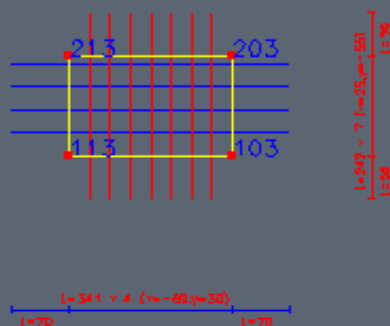
Direzione Y: 1 $\phi$ 14 ogni 25 cm

Cl. C25/30

Acciaio B450C

Spessore parete: 30.0 cm

## Muro 8



Armatura di base doppia maglia:

Direzione X: 1 $\phi$ 14 ogni 30 cm

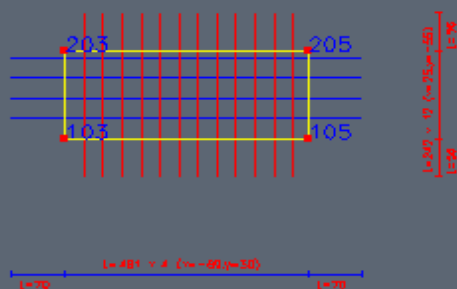
Direzione Y: 1 $\phi$ 14 ogni 25 cm

Cl. C25/30

Acciaio B450C

Spessore parete: 30.0 cm

## Muro 9



Armatura di base doppia maglia:

Direzione X: 1 $\phi$ 14 ogni 30 cm

Direzione Y: 1 $\phi$ 14 ogni 25 cm

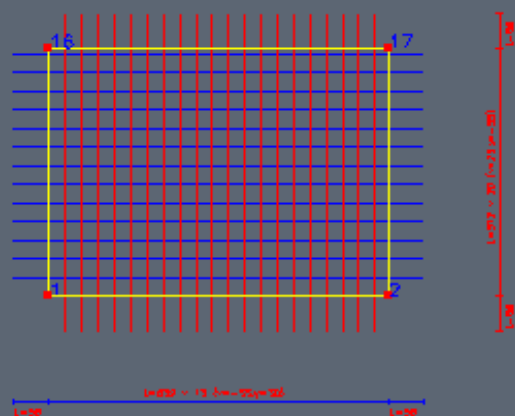
Cl. C25/30

Acciaio B450C

Spessore parete: 30.0 cm

## Armatura platea fondazione

### Parete 4 - 5 elementi



Armatura di base doppia maglia:

Direzione X: 1 $\phi$ 14 ogni 30 cm

Direzione Y: 1 $\phi$ 14 ogni 25 cm

Cl. C25/30

Acciaio B450C

Spessore parete: 40.0 cm

## DIMENSIONAMENTO MURI SOSTEGNO

## ***muro di sostegno ascensore***

**PROGETTO/LAVORI**

muro sostegno pantanello

**COMMITTENTE**

ALSIA- Matera

**COMUNE**

Bernalda (MT)

**ANNOTAZIONI****NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

D.M. 14/01/2008

Verifiche SLU di tipo geotecnico e strutturale condotte in base all'Approccio 2 (A1 + M1 + R3)

Le azioni permanenti non vengono amplificate se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 30% se sfavorevoli alla sicurezza

Le azioni variabili non vengono tenute in conto se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 50% se sfavorevoli alla sicurezza

I parametri geotecnici dei terreni non vengono ridotti

Coeff. sicurezza al ribaltamento = 1

Coeff. sicurezza allo scorrimento = 1,1

Coeff. sicurezza al carico limite del complesso fondazione-terreno = 1,4

Coeff. sicurezza alla stabilità globale del complesso opera-terreno = 1,1

**UNITA' DI MISURA****Sistema Tecnico**

Lunhezze (coordinate, distanze, spostamenti ...): m

Forze: kg

Momenti (stabilizzante, instabilizzante, flettente): kg\*m

Pesi unità di volume: kg/mc

Tensioni/pressioni: kg/cm<sup>2</sup>Coesione: kg/m<sup>2</sup>Sovraccarico uniformemente ripartito: kg/m<sup>2</sup>

Latitudine, Longitudine: gradi sessadecimali

tempi: secondi (s)

velocità: m/s

accelerazioni: m/s<sup>2</sup>**CAMPO DI APPLICAZIONE**

Terreni omogenei ed isotropi: spingente (1) - di fondazione (2) - di riporto sopra la fondaz. di monte (3)

Assenza di pressioni neutre

Piano di posa della fondazione orizzontale

Non si tiene conto nel calcolo della spinta dell'eventuale coesione del terreno spingente (a favore di sicurezza)

Non si tiene conto della spinta passiva a valle (a favore di sicurezza)

**METODI DI CALCOLO**

calcolo della spinta: teoria di Coulomb generalizzata

calcolo del carico limite del complesso fondazione-terreno: teoria di Prandtl-Cacquot-Terzaghi

stabilità globale: metodo di Bishop

analisi sismica: metodo pseudostatico

calcolo spostamenti permanenti indotti dal sisma: metodo Newmark &gt; Whitman e Liao

**SISTEMA DI RIFERIMENTO**

origine sull'estremo inferiore della fondazione di valle, asse x orizz.le verso monte, asse y vert.le verso l'alto

**INPUT DEL PROBLEMA****TIPOLOGIA E SEZIONE MURO**

a sbalzo in C.A.

**DATI GEOMETRICI**

scarpa esterna,  $Se = 0$  m  
 spessore muro in testa,  $Bm = 0,3$  m  
 scarpa interna,  $Si = 0$  m  
 altezza parte superiore muro,  $Hm = 3$  m  
 altezza complessiva muro,  $H = 3,5$  m  
 altezza fondazione,  $Hf = 0,5$  m  
 larghezza fondazione,  $B = 2,5$  m  
 sviluppo fondazione a monte,  $L = 1,4$  m  
 altezza dente di fondazione,  $Hd = 0,4$  m  
 larghezza dente di fondazione,  $Ld = 0,3$  m  
 inclinazione pendio di monte,  $i (^{\circ}) = 0$   
 affond. piano di posa fondazione,  $D = 1$  m  
 affond. terreno di monte rispetto al coronamento muro,  $Ha = 0,2$  m  
 spessore del magrone,  $Sm = 15$  cm

**DATI GEOTECNICI TERRENI**

peso dell'unità di volume del terreno spingente,  $g1 = 1650$  kg/mc  
 peso dell'unità di volume del terreno di fondazione,  $g2 = 1750$  kg/mc  
 peso dell'unità di volume del terreno di riporto sopra la fondaz.,  $g3 = 1750$  kg/mc  
 angolo di resistenza al taglio terreno spingente,  $Fi1 (^{\circ}) = 28$   
 angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione,  $Fi2 (^{\circ}) = 31$   
 angolo di attrito terrapieno-muro  $(^{\circ}) = 19$   
 angolo di attrito diaframma verticale da estremo di fondaz. di monte  $(^{\circ}) = 0$   
 angolo di attrito muro-magrone o muro-terreno  $(^{\circ}) = 21$   
 angolo di attrito magrone-terreno di fondazione  $(^{\circ}) = 21$   
 coesione drenata terreno di fondazione,  $C2 = 0$  kg/mq  
 costante di sottofondo o di Winkler del terreno di fondazione  $kt = 7$  kg/cmq

**DATI MATERIALE MURO**

peso dell'unità di volume,  $gm = 2500$  kg/mc  
 peso dell'unità di volume del magrone =  $1500$  kg/mc

**Calcestruzzo**

resistenza caratteristica cubica a compressione  $Rck = 300$  kg/cm<sup>2</sup>  
 modulo di elasticità longitudinale  $Ec = 319173$  kg/cm<sup>2</sup>  
 coeff. parziale di sicurezza =  $1,5$   
 diagramma di calcolo tensione-deformazione: parabola-rettangolo  
 deformazione  $ec2 = 0,2\%$   
 deformazione  $ec3 = 0,175\%$   
 deformazione  $ec4 = 0,07\%$   
 deformazione di rottura o ultima =  $0,35\%$   
 resistenza media a compress. cilindrica  $fcm = 330,55$  kg/cm<sup>2</sup>  
 resistenza caratteristica a compress. cilindrica a 28 gg  $fck = 249$  kg/cm<sup>2</sup>  
 resistenza di calcolo a compress.  $fcd = 141,1$  kg/cm<sup>2</sup>  
 resistenza media a trazione  $fctm = 25,75$  kg/cm<sup>2</sup>  
 resistenza caratteristica a trazione  $fctk = 18,02$  kg/cm<sup>2</sup>  
 resistenza di calcolo a trazione  $fctd = 12,01$  kg/cm<sup>2</sup>

**Acciaio**

tipo di acciaio: B450C  
 modulo di elasticità longitudinale  $Es = 2100000$  kg/cm<sup>2</sup>  
 coeff. parziale di sicurezza =  $1,15$

diagramma di calcolo tensione-deformazione: elastico-perfettamente plastico

deformazione di snervamento = 0,186%

deformazione a rottura = 1%

tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$

resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd} = 3913,04 \text{ kg/cm}^2$

#### DATI PROGETTO ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIO

diametro tondini = 16 mm

copriferro = 3 cm

rapporto armature = 0,5

spazio minimo tra le barre (interferro) = 4 cm

interasse massimo tra le barre = 30 cm

diametro armatura trasversale (staffe o di ripartizione)  $d_{st}=8 \text{ mm}$

percentuale dell'armatura longit. a flessione per determinare l'armat. di ripartiz. = 25%

numero di braccia delle eventuali staffe per m di muro = 5

#### SOVRACCARICHI: 1) UNIFORMEMENTE RIPARTITO SUL TERRAPIENO; 2) CONCENTRATO SUL MURO

terrapieno: di tipo permanente,  $g_1 = 0 \text{ kg} \cdot \text{m}$

terrapieno: di tipo variabile,  $q_1 = 200 \text{ kg} \cdot \text{m}$

muro (di tipo permanente), componente orizz.  $H_2 = 0 \text{ kg}$

muro (di tipo permanente), componente vert.  $V_2 = 0 \text{ kg}$

#### AZIONE SISMICA

Localizzazione sito di costruzione: Longitudine=13,3364; Latitudine=38,1119

Nodi della maglia elementare del reticolo sismico che contiene il sito di costruzione

Nodo	ID	Dist (km)
1	45174	4,7
2	45175	4
3	45397	4,3
4	45396	4,9

Vita nominale dell'opera,  $V_n = 50 \text{ anni}$

Classe d'uso della costruzione = Classe II ( $C_u=1$ )

Categoria di sottosuolo = B

Categoria topografica = T1

accelerazione di gravità,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Coefficiente di combinazione del sovraccarico saltuario in presenza di sisma = 1

#### VERIFICHE AGLI S.L.E.

valore massimo ammissibile della tangente dell'angolo di rotazione del piano di posa della  
fondazione = 0,01 ( $\beta_{\max}=0,57^\circ$ )

spostamento permanente ammissibile per effetto del sisma = 2 cm

#### COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazioni fondamentali (assenza di sisma)

Azioni permanenti G:

- peso proprio elementi strutturali (muro)
- peso proprio terreno
- peso proprio elementi non strutturali
- carico concentrato sul coronamento del muro e sovraccario permanente sul terrapieno
- spinte del terreno

Azioni variabili Q:

- sovraccarico saltuario sul terrapieno  $q_1$  (es. derivante da traffico veicolare)
- spinta dovuta al sovraccarico saltuario

Combinazioni sismiche

Azione sismica E

Azioni permanenti G

Azioni variabili Q (con coeff. riduttivo di combinazione)

## OUTPUT DEL PROBLEMA

### PARAMETRI SISMICI PER IL SITO DI COSTRUZIONE

Nel caso di sito non coincidente con uno dei nodi del reticolo sismico, i parametri sismici sono ottenuti per interpolazione con quelli dei quattro nodi della maglia elementare che contiene il sito

Tr (anni)	ag (m/s <sup>2</sup> )	ag/g	Fo	Tc* (s)
30	0,426	0,043	2,336	0,23
50	0,594	0,061	2,336	0,25
72	0,736	0,075	2,32	0,26
101	0,886	0,09	2,313	0,265
140	1,038	0,106	2,318	0,27
201	1,223	0,125	2,325	0,28
475	1,735	0,177	2,377	0,29
975	2,248	0,229	2,422	0,305
2475	3,037	0,31	2,51	0,32

Periodo di riferimento,  $V_r = 50$  anni

coeff. di amplificazione topografica,  $St = 1$

Verifiche agli SLU (Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento  $P_{vr} = 10\%$

Tempo di ritorno  $Tr = 475$  anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridotto ed orizz  $ag = 1,735$  m/s<sup>2</sup>

parametro  $Fo = 2,38$

acc. orizz. max attesa al sito  $amax = 2,082$  m/s<sup>2</sup>

coeff. di amplificazione stratigrafica  $Ss = 1,2$

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito  $Bm = 0,24$

Coefficiente sismico orizzontale  $Ch = 0,0509$

Coefficiente sismico verticale  $Cv = 0,0255$

Verifiche agli SLE (Stato Limite di Danno - SLD)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento  $P_{vr} = 63\%$

Tempo di ritorno  $Tr = 50$  anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridotto ed orizz  $ag = 0,594$  m/s<sup>2</sup>

parametro  $Fo = 2,34$

acc. orizz. max attesa al sito  $amax = 0,713$  m/s<sup>2</sup>

coeff. di amplificazione stratigrafica  $Ss = 1,2$

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito  $Bm = 0,18$

Coefficiente sismico orizzontale  $Ch = 0,0131$

Coefficiente sismico verticale  $Cv = 0,0065$

### AREE, PESI E BRACCI (rispetto all'origine del sist. di riferimento)

Manufatto

area (mq) = 2,27

peso ( kg) = 5675

ascissa baricentro muro (m) = 1,19

ordinata baricentro muro (m) = 0,92

Terreno di riporto sopra la fondazione a monte

area (mq) = 3,92

peso ( kg) = 6860

ascissa baricentro terreno (m) = 1,8

ordinata baricentro terreno (m) = 1,9

## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

### COMBINAZ. FONDAMENTALE 1 (assenza di sovraccarico accidentale)

#### 1) VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)

Trattasi di SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU + M2)

Le azioni permanenti vengono ridotte del 10% se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 10% se sfavorevoli alla sicurezza



Le azioni variabili non vengono tenute in conto se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 50% se sfavorevoli alla sicurezza

Angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\text{Fi1d} (^\circ) = 23,04$

coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,437373$

Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $S_a = 4939,8 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{ah} = 4939,8 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 0,83 m

componente verticale,  $S_{av} = 0 \text{ kg}$

braccio componente verticale = 2,5 m

Spinta attiva complessiva,  $S_a = 4939,8 \text{ kg}$

Momento ribaltante,  $M_{rib} = 4528,15 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante,  $M_{stab} = 17187,07 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Coeff. di sicurezza = 3,8

verifica soddisfatta

## 2) VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\text{Fi1d} (^\circ) = 28$

coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,361033$

Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $S_a = 4077,6 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{ah} = 4077,6 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 0,83 m

componente verticale,  $S_{av} = 0 \text{ kg}$

braccio componente verticale = 2,5 m

Spinta attiva complessiva,  $S_a = 4077,6 \text{ kg}$

Componente della risultante delle forze parallela al piano di scorrimento,  $R_t = 2616,28 \text{ kg}$

Componente della risultante delle forze normale al piano di scorrimento,  $R_n = 11687,33 \text{ kg}$

Componente orizzontale della risultante delle forze che interessa il dente,  $R_{hd} = 636,11 \text{ kg}$

Componente verticale della risultante delle forze che interessa il dente,  $R_{vd} = 1504,2 \text{ kg}$

coeff. di sicurezza piano di scorrimento = 2,48

verifica soddisfatta

## 3) VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5

angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno di fondazione,  $\text{Fi2d} (^\circ) = 31$

coesione drenata di progetto terreno di fondazione,  $C_{2d} = 0 \text{ kg/mq}$

Risultante dei carichi in fondazione,  $R = 13609,76 \text{ kg}$

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale =  $22,92^\circ$

eccentricità di R,  $E_c = -0,08 \text{ m}$

$B/6 = 0,42 \text{ m}$

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione,  $B' = 2,34 \text{ m}$

fattori di inclinazione del carico,  $i_c = 0,56$   $i_q = 0,56$   $i_g = 0,07$

fattori del carico limite,  $N_c = 32,67$   $N_q = 20,63$   $N_g = 25,99$

carico limite unitario,  $q_{lim} = 2,61 \text{ kg/cmq}$

carico limite,  $Q_{lim} = 61227,75 \text{ kg}$

carico di esercizio,  $R_v = 12535 \text{ kg}$

coeff. di sicurezza = 4,88

verifica soddisfatta

## 4) VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico  
 angolo di resistenza al taglio di progetto terreno,  $Fid (^{\circ}) = 25,67$   
 coesione drenata di progetto,  $Cd = 0 \text{ kg/mq}$   
 n° di cerchi analizzati = 10

**Cerchio critico:  $Xc (m) = 1,19$   $Yc (m) = 4,2$   $Rc (m) = 4,91$**

concio	Wt	Wq	alfa ( $^{\circ}$ )	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	147,14	0	-45,81	0	0,42	0	4,2	0	270,49	57,74
2	410,85	0	-39,18	0	0,42	0	4,2	0	641,72	136,99
3	620,83	0	-33,14	0	0,42	0	4,2	0	861,54	183,92
4	788,66	0	-27,5	0	0,42	0	4,2	0	1000,23	213,52
5	921,26	0	-22,13	0	0,42	0	4,2	0	1089,08	232,49
6	1023,05	0	-16,96	0	0,42	0	4,2	0	1144,08	244,23
7	1096,91	0	-11,93	0	0,42	0	4,2	0	1174,12	250,65
8	1144,7	0	-7	0	0,42	0	4,2	0	1184,33	252,83
9	1410,27	0	-2,8	0	0,3	0	4,2	0	1426,83	304,59
10	2703,27	0	1,35	0	0,41	0	4,2	0	2690,48	574,35
11	2685,11	0	6,15	0	0,41	0	4,2	0	2639,94	563,56
12	2643,37	0	10,99	0	0,41	0	4,2	0	2585,55	551,95
13	2577,11	0	15,91	0	0,41	0	4,2	0	2526,02	539,24
14	2484,73	0	20,95	0	0,41	0	4,2	0	2459,59	525,06
15	2363,78	0	26,18	0	0,41	0	4,2	0	2383,77	508,88
16	2210,53	0	31,65	0	0,41	0	4,2	0	2294,79	489,88
17	2019,25	0	37,48	0	0,41	0	4,2	0	2186,48	466,76
18	1780,59	0	43,8	0	0,41	0	4,2	0	2047,8	437,15
19	1477,73	0	50,91	0	0,41	0	4,2	0	1855,83	396,17
20	1073,61	0	59,4	0	0,41	0	4,2	0	1549,76	330,83
21	419,86	0	71,77	0	0,41	0	4,2	0	814,25	173,82

$L (m) = 11,03$

$M_{\text{resist}} = 82149,9 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_{\text{instab}} = 36482,93 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 2,252

verifica soddisfatta

## 5) VERIFICHE STRUTTURALI (metodo agli SLU)

### 5.1) MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE

momento flettente sezione di incastro,  $M_y = 1443,58 \text{ kg}\cdot\text{m}$

taglio sezione di incastro,  $T_z = 3527,91 \text{ kg}$

armatura inferiore = 16,08 cmq (8 fi 16)

armatura superiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -13946,06 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

### 5.2) MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

momento flettente sezione di incastro,  $M_y = -3512,2 \text{ kg}\cdot\text{m}$

taglio sezione di incastro,  $T_z = 4533,49 \text{ kg}$

armatura inferiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

armatura superiore = 16,08 cmq (8 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 13946,06 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = -27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

### 5.3) MENSOLA IN ELEVAZIONE

**Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 3 m largh. sez = 0,3 m)**

momento ribaltante,  $M_{rib} = 2382,14 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento stabilizzante,  $M_{stab} = 540,31 \text{ kg}\cdot\text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h = 2552,29 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v = 2926,02 \text{ kg}$   
 eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,78 \text{ m}$  ( $u = -0,63 \text{ m}$ )  
 momento flettente,  $M_y = 2280,73 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 sforzo normale,  $N_x = -2926,02 \text{ kg}$   
 taglio,  $T_z = -2552,29 \text{ kg}$

armatura lato terra,  $A_f = 10,05 \text{ cmq}$  (5 fi 16)  
 armatura lato esterno,  $A_{1f} = 8,04 \text{ cmq}$  (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 10008,76 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -8174,85 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta  
 momento resistente sezione,  $M_{rd} = 10008,76 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**Sez. 2-2 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 1,5 m largh. sez = 0,3 m)**

momento ribaltante,  $M_{rib} = 238,41 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 momento stabilizzante,  $M_{stab} = 212,47 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h = 550,17 \text{ kg}$   
 componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v = 1270,72 \text{ kg}$   
 eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,17 \text{ m}$  ( $u = -0,02 \text{ m}$ )  
 momento flettente,  $M_y = 216,55 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 sforzo normale,  $N_x = -1270,72 \text{ kg}$   
 taglio,  $T_z = -550,17 \text{ kg}$   
 armatura lato terra,  $A_f = 10,05 \text{ cmq}$  (5 fi 16)  
 armatura lato esterno,  $A_{1f} = 8,04 \text{ cmq}$  (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 9809,05 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -7975,65 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta  
 momento resistente sezione,  $M_{rd} = 9809,05 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**COMBINAZ. FONDAMENTALE 2 (presenza di sovraccarico accidentale)**

**1) VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Trattasi di SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU + M2)

Le azioni permanenti vengono ridotte del 10% se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 10% se sfavorevoli alla sicurezza

Le azioni variabili non vengono tenute in conto se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 50% se sfavorevoli alla sicurezza

Angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\phi_{1d} (^\circ) = 23,04$

coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,437373$

Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $S_a = 4939,8 \text{ kg}$   
 componente orizzontale,  $S_{ah} = 4939,8 \text{ kg}$   
 braccio componente orizzontale = 0,83 m  
 componente verticale,  $S_{av} = 0 \text{ kg}$   
 braccio componente verticale = 2,5 m

Spinta attiva dovuta al sovraccarico sul terreggiato,  $S_{aq} = 323,66 \text{ kg}$   
 componente orizzontale,  $S_{aqh} = 323,66 \text{ kg}$   
 braccio componente orizzontale = 1,45 m  
 componente verticale,  $S_{aqv} = 0 \text{ kg}$   
 braccio componente verticale = 2,5 m

Spinta attiva complessiva,  $S_a = 5263,46 \text{ kg}$   
 Momento ribaltante,  $M_{rib} = 5232,1 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 Momento stabilizzante,  $M_{stab} = 17187,07 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 Coeff. di sicurezza = 3,28  
 verifica soddisfatta

**2) VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1  
 coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3  
 coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5  
 angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\text{Fi1d} (^\circ) = 28$   
 coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,361033$   
 Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $S_{at} = 4077,6 \text{ kg}$   
     componente orizzontale,  $S_{ath} = 4077,6 \text{ kg}$   
     braccio componente orizzontale = 0,83 m  
     componente verticale,  $S_{atv} = 0 \text{ kg}$   
     braccio componente verticale = 2,5 m  
 Spinta attiva dovuta al sovraccarico sul terzapieno,  $S_{aq} = 267,16 \text{ kg}$   
     componente orizzontale,  $S_{aqh} = 267,16 \text{ kg}$   
     braccio componente orizzontale = 1,45 m  
     componente verticale,  $S_{aqv} = 0 \text{ kg}$   
     braccio componente verticale = 2,5 m  
 Spinta attiva complessiva,  $S_a = 4344,77 \text{ kg}$   
 Componente della risultante delle forze parallela al piano di scorrimento,  $R_t = 2963,25 \text{ kg}$   
 Componente della risultante delle forze normale al piano di scorrimento,  $R_n = 11750,42 \text{ kg}$   
 Componente orizzontale della risultante delle forze che interessa il dente,  $R_{hd} = 684,2 \text{ kg}$   
 Componente verticale della risultante delle forze che interessa il dente,  $R_{vd} = 1504,2 \text{ kg}$   
 coeff. di sicurezza piano di scorrimento = 2,22  
 verifica soddisfatta

### 3) VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico  
 coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1  
 coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3  
 coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0  
 coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5  
 angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno di fondazione,  $\text{Fi2d} (^\circ) = 31$   
 coesione drenata di progetto terreno di fondazione,  $C_{2d} = 0 \text{ kg/mq}$   
 Risultante dei carichi in fondazione,  $R = 13770,8 \text{ kg}$   
 angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale =  $24,46^\circ$   
 eccentricità di R,  $E_c = -0,13 \text{ m}$   
 $B/6 = 0,42 \text{ m}$   
 base del muro non parzializzata  
 larghezza ridotta della fondazione,  $B' = 2,25 \text{ m}$   
 fattori di inclinazione del carico,  $i_c = 0,53$   $i_q = 0,53$   $i_g = 0,04$   
 fattori del carico limite,  $N_c = 32,67$   $N_q = 20,63$   $N_g = 25,99$   
 carico limite unitario,  $q_{lim} = 2,26 \text{ kg/cmq}$   
 carico limite,  $Q_{lim} = 50856,8 \text{ kg}$   
 carico di esercizio,  $R_v = 12535 \text{ kg}$   
 coeff. di sicurezza = 4,06  
 verifica soddisfatta

### 4) VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico  
 angolo di resistenza al taglio di progetto terreno,  $\text{Fid} (^\circ) = 25,67$   
 coesione drenata di progetto,  $C_d = 0 \text{ kg/mq}$   
 n° di cerchi analizzati = 10

**Cerchio critico:  $X_c (m) = 1,19$   $Y_c (m) = 4,2$   $R_c (m) = 4,91$**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	147,14	0	-45,81	0	0,42	0	4,2	0	273,72	60,88
2	410,85	0	-39,18	0	0,42	0	4,2	0	647,43	143,99
3	620,83	0	-33,14	0	0,42	0	4,2	0	867,42	192,92
4	788,66	0	-27,5	0	0,42	0	4,2	0	1005,49	223,62
5	921,26	0	-22,13	0	0,42	0	4,2	0	1093,43	243,18
6	1023,05	0	-16,96	0	0,42	0	4,2	0	1147,43	255,19
7	1096,91	0	-11,93	0	0,42	0	4,2	0	1176,45	261,65
8	1144,7	0	-7	0	0,42	0	4,2	0	1185,67	263,7
9	1410,27	0	-2,8	0	0,3	0	4,2	0	1427,46	317,47

10	2703,27	106,45	1,35	0	0,41	0	4,2	0	2795,84	621,8
11	2685,11	106,45	6,15	0	0,41	0	4,2	0	2742,02	609,83
12	2643,37	106,45	10,99	0	0,41	0	4,2	0	2685,2	597,2
13	2577,11	106,45	15,91	0	0,41	0	4,2	0	2624,06	583,6
14	2484,73	106,45	20,95	0	0,41	0	4,2	0	2556,88	568,66
15	2363,78	106,45	26,18	0	0,41	0	4,2	0	2481,26	551,84
16	2210,53	106,45	31,65	0	0,41	0	4,2	0	2393,64	532,35
17	2019,25	106,45	37,48	0	0,41	0	4,2	0	2288,27	508,92
18	1780,59	106,45	43,8	0	0,41	0	4,2	0	2154,89	479,25
19	1477,73	106,45	50,91	0	0,41	0	4,2	0	1972,34	438,65
20	1073,61	106,45	59,4	0	0,41	0	4,2	0	1684,71	374,68
21	419,86	106,45	71,77	0	0,41	0	4,2	0	1004,16	223,33

$L(m) = 11,03$

$M_{resist} = 85407,64 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_{instab} = 39515,96 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 2,161

verifica soddisfatta

## 5) VERIFICHE STRUTTURALI (metodo agli SLU)

### 5.1) MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE

momento flettente sezione di incastro,  $M_y = 1584,01 \text{ kg}\cdot\text{m}$

taglio sezione di incastro,  $T_z = 3831,37 \text{ kg}$

armatura inferiore = 16,08 cmq (8 fi 16)

armatura superiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -13946,06 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

### 5.2) MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

momento flettente sezione di incastro,  $M_y = -4148,79 \text{ kg}\cdot\text{m}$

taglio sezione di incastro,  $T_z = 5297,12 \text{ kg}$

armatura inferiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

armatura superiore = 16,08 cmq (8 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 13946,06 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = -27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

### 5.3) MENSOLA IN ELEVAZIONE

**Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 3 m largh. sez = 0,3 m)**

momento ribaltante,  $M_{rib} = 2739,1 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento stabilizzante,  $M_{stab} = 566,64 \text{ kg}\cdot\text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h = 2807,26 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v = 3013,81 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,87 \text{ m}$  ( $u = -0,72 \text{ m}$ )

momento flettente,  $M_y = 2624,53 \text{ kg}\cdot\text{m}$

sforzo normale,  $N_x = -3013,81 \text{ kg}$

taglio,  $T_z = -2807,26 \text{ kg}$

armatura lato terra,  $A_f = 10,05 \text{ cmq}$  (5 fi 16)

armatura lato esterno,  $A_{1f} = 8,04 \text{ cmq}$  (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 10019,22 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -8185,42 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 10019,22 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**Sez. 2-2 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 1,5 m largh. sez = 0,3 m)**

momento ribaltante,  $M_{rib} = 315,36 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento stabilizzante,  $M_{stab} = 224,7 \text{ kg}\cdot\text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h = 668,56 \text{ kg}$   
 componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v = 1311,49 \text{ kg}$   
 eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,22 \text{ m}$  ( $u = -0,07 \text{ m}$ )  
 momento flettente,  $M_y = 287,38 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 sforzo normale,  $N_x = -1311,49 \text{ kg}$   
 taglio,  $T_z = -668,56 \text{ kg}$

armatura lato terra,  $A_f = 10,05 \text{ cmq}$  (5 fi 16)

armatura lato esterno,  $A_{1f} = 8,04 \text{ cmq}$  (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lombo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 9814 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lombo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -7980,55 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 9814 \text{ kg}\cdot\text{m}$

## **COMBINAZ. SISMICA (sovraccarico accidentale con coeff. di combinaz.)**

### **1) VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Trattasi di SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU + M2)

Le azioni permanenti vengono ridotte del 10% se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 10% se sfavorevoli alla sicurezza

Le azioni variabili non vengono tenute in conto se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 50% se sfavorevoli alla sicurezza

Angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\phi_{1d} (^\circ) = 23,04$

coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,437373$

Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $S_{at} = 4939,8 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{ath} = 4939,8 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 0,83 m

componente verticale,  $S_{atv} = 0 \text{ kg}$

braccio componente verticale = 2,5 m

Spinta attiva dovuta al sovraccarico sul terreggiato,  $S_{aq} = 323,66 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{aqh} = 323,66 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 1,45 m

componente verticale,  $S_{aqv} = 0 \text{ kg}$

braccio componente verticale = 2,5 m

Spinta attiva complessiva,  $S_a = 5263,46 \text{ kg}$

coeff. di spinta dinamico,  $K_{ad} = 0,473796$

Incremento di spinta attiva dovuto al sisma = 302,05 kg

componente orizzontale = 302,05 kg

braccio componente orizzontale = 0,83 m

componente verticale = 0 kg

braccio componente verticale = 2,5 m

Forza d'inerzia,  $F_i = 638,4 \text{ kg}$

braccio forza d'inerzia = 1,46 m

Momento ribaltante,  $M_{rib} = 5767,43 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante,  $M_{stab} = 18610,45 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Coeff. di sicurezza = 3,23

verifica soddisfatta

condizione di sisma verticale più sfavorevole: dal basso verso l'alto

### **2) VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\phi_{1d} (^\circ) = 28$

coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,361033$

Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $S_{at} = 4077,6 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{ath} = 4077,6 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 0,83 m

componente verticale,  $S_{atv} = 0$  kg

braccio componente verticale = 2,5 m

Spinta attiva dovuta al sovraccarico sul terzapieno,  $S_{aq} = 267,16$  kg

componente orizzontale,  $S_{aqh} = 267,16$  kg

braccio componente orizzontale = 1,45 m

componente verticale,  $S_{aqv} = 0$  kg

braccio componente verticale = 2,5 m

Spinta attiva complessiva,  $S_a = 4344,77$  kg

coeff. di spinta dinamico,  $K_{ad} = 0,393965$

Incremento di spinta attiva dovuto al sisma = 283 kg

componente orizzontale = 283 kg

braccio componente orizzontale = 0,83 m

componente verticale = 0 kg

braccio componente verticale = 2,5 m

Forza d'inerzia,  $F_i = 638,4$  kg

braccio forza d'inerzia = 1,46 m

Componente della risultante delle forze parallela al piano di scorrimento,  $R_t = 2636,48$  kg

Componente della risultante delle forze normale al piano di scorrimento,  $R_n = 11405,5$  kg

Componente orizzontale della risultante delle forze che interessa il dente,  $R_{hd} = 631,94$  kg

Componente verticale della risultante delle forze che interessa il dente,  $R_{vd} = 1465,9$  kg

coeff. di sicurezza piano di scorrimento = 2,41

verifica soddisfatta

condizione di sisma verticale più gravosa: dal basso verso l'alto

### 3) VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1

angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno di fondazione,  $F_{i2d} (^\circ) = 31$

coesione drenata di progetto terreno di fondazione,  $C_{2d} = 0$  kg/mq

Risultante dei carichi in fondazione,  $R = 13970,33$  kg

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale =  $23,06^\circ$

eccentricità di R,  $E_c = -0,13$  m

$B/6 = 0,42$  m

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione,  $B' = 2,25$  m

fattori di inclinazione del carico,  $i_c = 0,55$   $i_q = 0,55$   $i_g = 0,07$

fattori del carico limite,  $N_c = 32,67$   $N_q = 20,63$   $N_g = 25,99$

carico limite unitario,  $q_{lim} = 2,55$  kg/cmq

carico limite,  $Q_{lim} = 57486,1$  kg

carico di esercizio,  $R_v = 12854,2$  kg

coeff. di sicurezza = 4,47

verifica soddisfatta

condizione di sisma verticale più gravosa: dall'alto verso il basso

### 4) VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno,  $F_{id} (^\circ) = 25,67$

coesione drenata di progetto,  $C_d = 0$  kg/mq

n° di cerchi analizzati = 10

condizione di sisma verticale più gravosa: dal basso verso l'alto

**Cerchio critico:  $X_c (m) = 1,19$   $Y_c (m) = 5,13$   $R_c (m) = 5,81$**

concio	$W_t$	$W_q$	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	155,73	0	-41,58	0	0,46	7,93	4,27	3,97	274,56	68,83
2	437,73	0	-35,73	0	0,46	22,29	4,43	11,15	674,67	169,14
3	666,54	0	-30,29	0	0,46	33,95	4,57	16,97	927,43	232,51
4	851,45	0	-25,14	0	0,46	43,36	4,69	21,68	1093,14	274,05

5	998,41	0	-20,2	0	0,46	50,85	4,79	25,42	1201,83	301,3
6	1111,39	0	-15,42	0	0,46	56,6	4,86	28,3	1270,03	318,4
7	1193,08	0	-10,74	0	0,46	60,76	4,92	30,38	1307,43	327,77
8	1245,22	0	-6,13	0	0,46	63,42	4,95	31,71	1319,83	330,88
9	1394,46	0	-2,36	0	0,3	71,02	4,31	35,51	1446,14	362,55
10	3054,71	93,33	1,42	0	0,47	160,33	3,76	80,16	3209,21	804,55
11	3031,24	93,33	6,04	0	0,47	159,13	3,74	79,57	3138,73	786,88
12	2978,28	93,33	10,7	0	0,47	156,44	3,71	78,22	3060,56	767,28
13	2894,75	93,33	15,43	0	0,47	152,18	3,65	76,09	2972,99	745,33
14	2778,79	93,33	20,28	0	0,47	146,28	3,58	73,14	2873,63	720,42
15	2627,6	93,33	25,28	0	0,47	138,58	3,48	69,29	2758,99	691,68
16	2436,98	93,33	30,5	0	0,47	128,87	3,36	64,43	2623,84	657,8
17	2200,6	93,33	36,02	0	0,47	116,83	3,21	58,41	2459,85	616,68
18	1908,49	93,33	41,96	0	0,47	101,95	3,02	50,98	2252,69	564,75
19	1543,68	93,33	48,54	0	0,47	83,37	2,78	41,69	1974,81	495,08
20	1072,56	93,33	56,15	0	0,47	59,38	2,49	29,69	1562,31	391,67
21	402,37	93,33	65,94	0	0,47	25,25	2,12	12,62	798,45	200,17

$L(m) = 11,78$

$M_{resist} = 109430,04 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_{instab} = 57072,38 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 1,917

verifica soddisfatta

## 5) VERIFICHE STRUTTURALI (metodo agli SLU)

### 5.1) MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE

momento flettente sezione di incastro,  $M_y = 1633,72 \text{ kg}\cdot\text{m}$

taglio sezione di incastro,  $T_z = 3952,65 \text{ kg}$

armatura inferiore = 16,08 cmq (8 fi 16)

armatura superiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -13946,06 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

### 5.2) MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

momento flettente sezione di incastro,  $M_y = -2506,66 \text{ kg}\cdot\text{m}$

taglio sezione di incastro,  $T_z = 2942,03 \text{ kg}$

armatura inferiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

armatura superiore = 16,08 cmq (8 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 13946,06 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = -27467 \text{ kg}\cdot\text{m}$

### 5.3) MENSOLA IN ELEVAZIONE

**Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 3 m largh. sez = 0,3 m)**

momento ribaltante,  $M_{rib} = 2390,9 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento stabilizzante,  $M_{stab} = 586,11 \text{ kg}\cdot\text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h = 2526,55 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v = 3078,69 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,74 \text{ m}$  ( $u = -0,59 \text{ m}$ )

momento flettente,  $M_y = 2266,6 \text{ kg}\cdot\text{m}$

sforzo normale,  $N_x = -3078,69 \text{ kg}$

taglio,  $T_z = -2526,55 \text{ kg}$

armatura lato terra,  $A_f = 10,05 \text{ cmq}$  (5 fi 16)

armatura lato esterno,  $A_{1f} = 8,04 \text{ cmq}$  (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 10026,95 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -8193,23 \text{ kg}\cdot\text{m}$



essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 10026,95 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**Sez. 2-2 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 1,5 m largh. sez = 0,3 m)**

momento ribaltante,  $M_{rib} = 279,81 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento stabilizzante,  $M_{stab} = 227,16 \text{ kg}\cdot\text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h = 623,93 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v = 1319,69 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,19 \text{ m}$  ( $u = -0,04 \text{ m}$ )

momento flettente,  $M_y = 250,61 \text{ kg}\cdot\text{m}$

sforzo normale,  $N_x = -1319,69 \text{ kg}$

taglio,  $T_z = -623,93 \text{ kg}$

armatura lato terra,  $A_f = 10,05 \text{ cmq}$  (5 fi 16)

armatura lato esterno,  $A_{1f} = 8,04 \text{ cmq}$  (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lombo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 9814,99 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lombo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -7981,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 9814,99 \text{ kg}\cdot\text{m}$

## ARMATURA TRAVERSALE A TAGLIO O DI RIPARTIZIONE

L'armatura a taglio eventualmente necessaria è costituita solo da staffe

### Mensola di fondazione di valle

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico  $T_{z\_max} = 3952,65 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls  $T_{cls} = 21714,9 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls)  $V_{rcd} = 144133,6 \text{ kg}$

essendo  $T_{z\_max} \leq T_{cls}$  non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 25 cm

### Mensola di fondazione di monte

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico  $T_{z\_max} = 5297,12 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls  $T_{cls} = 21714,9 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls)  $V_{rcd} = 144133,6 \text{ kg}$

essendo  $T_{z\_max} \leq T_{cls}$  non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 25 cm

### Mensola in elevazione

#### Sez. 1-1

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico  $T_{z\_max} = 2807,26 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls  $T_{cls} = 15567,8 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls)  $V_{rcd} = 81196,1 \text{ kg}$

essendo  $T_{z\_max} \leq T_{cls}$  non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 20,3 cm

#### Sez. 2-2

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico  $T_{z\_max} = 668,56 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls  $T_{cls} = 15357,6 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls)  $V_{rcd} = 80880,7 \text{ kg}$

essendo  $T_{z\_max} \leq T_{cls}$  non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 20,3 cm

## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

### COMBINAZ. FONDAMENTALE 1 (assenza di sovraccarico accidentale)

Risultante dei carichi in fondazione  $R = 13181,54 \text{ kg}$

componente orizzontale dei carichi in fondazione  $R_h = 4077,6 \text{ kg}$

componente verticale dei carichi in fondazione  $R_v = 12535 \text{ kg}$

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale =  $18,02^\circ$

eccentricità di R  $E_c = 0$  m  
 limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz.  $B/6 = 0,42$  m  
 pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle  $p_1 = 4985,2$  kg/mq  
 pressione di contatto all'estremo di fondazione di monte  $p_2 = 5042,8$  kg/mq  
 cedimento all'estremo di fondazione di valle  $w_1 = 0,07$  cm  
 cedimento all'estremo di fondazione di monte  $w_2 = 0,07$  cm  
 tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz.  $= -0,000003$  ( $\beta = 0^\circ$ )  
 Verifica allo S.L.E. soddisfatta

### **COMBINAZ. FONDAMENTALE 2 (presenza di sovraccarico accidentale)**

Risultante dei carichi in fondazione  $R = 13266,62$  kg  
 componente orizzontale dei carichi in fondazione  $R_h = 4344,77$  kg  
 componente verticale dei carichi in fondazione  $R_v = 12535$  kg  
 angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale  $= 19,12^\circ$   
 eccentricità di R  $E_c = -0,03$  m  
 limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz.  $B/6 = 0,42$  m  
 pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle  $p_1 = 5357,1$  kg/mq  
 pressione di contatto all'estremo di fondazione di monte  $p_2 = 4670,9$  kg/mq  
 cedimento all'estremo di fondazione di valle  $w_1 = 0,08$  cm  
 cedimento all'estremo di fondazione di monte  $w_2 = 0,07$  cm  
 tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz.  $= 0,000039$  ( $\beta = 0^\circ$ )  
 Verifica allo S.L.E. soddisfatta

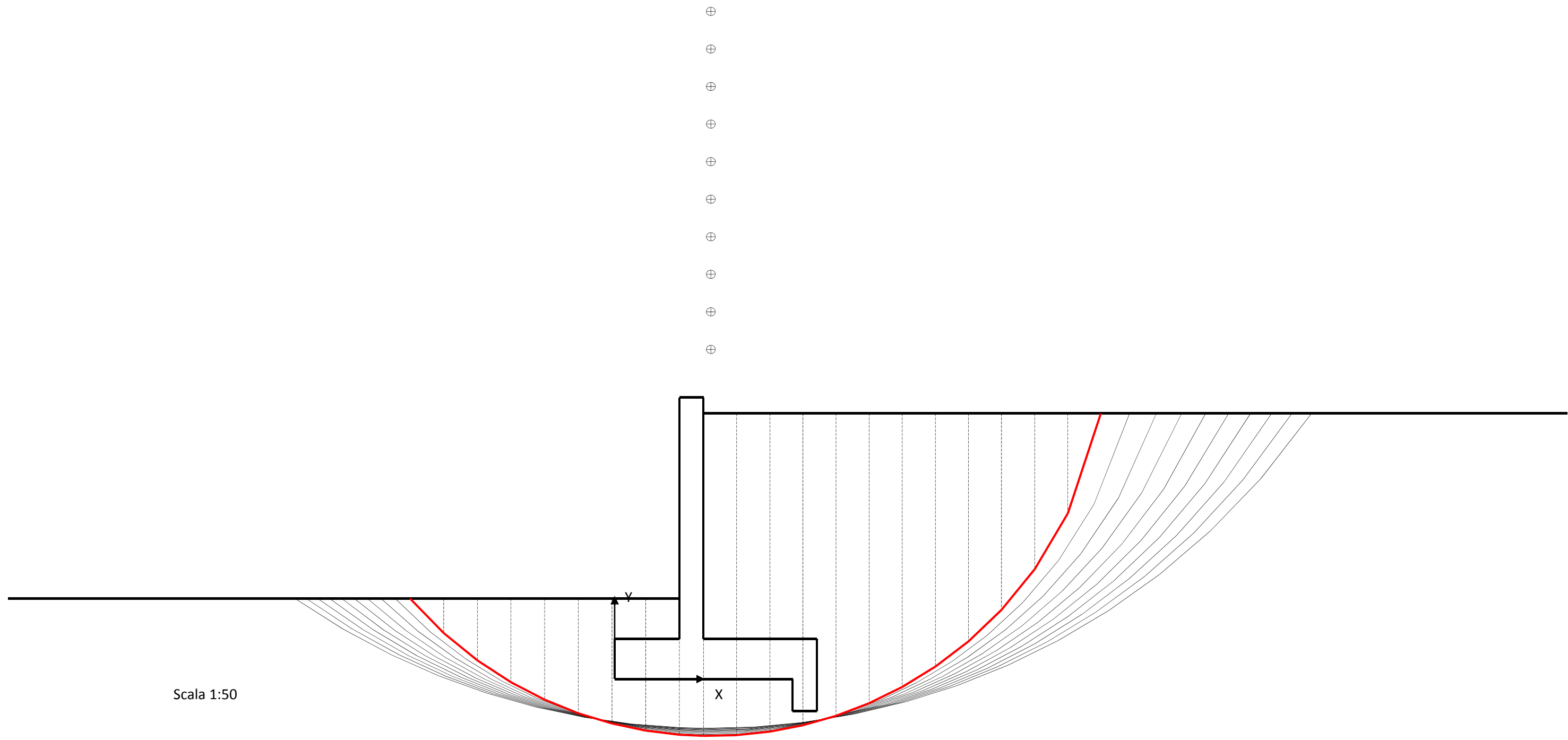
### **COMBINAZ. SISMICA (sovraccarico accidentale con coeff. di combinaz.)**

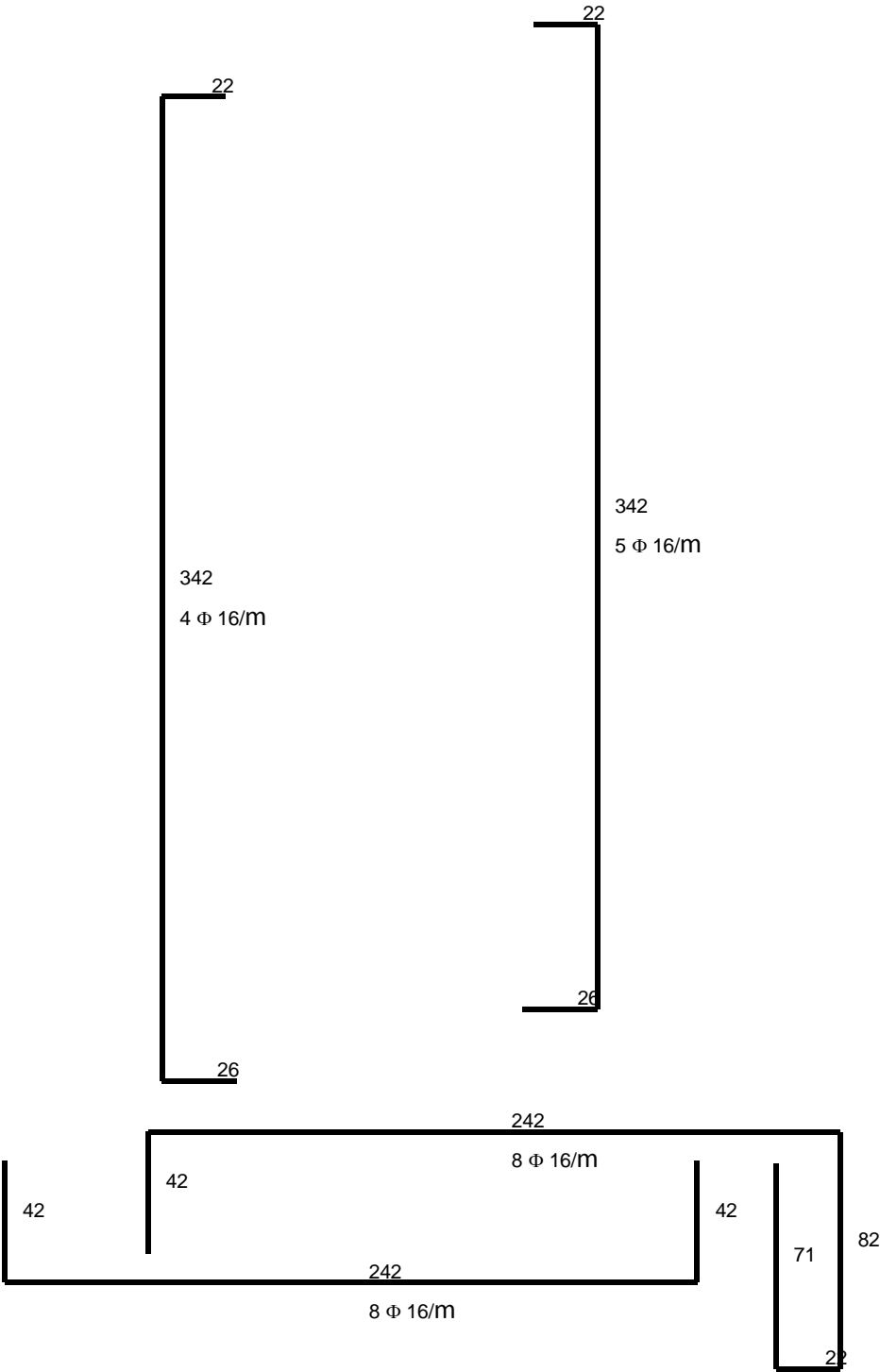
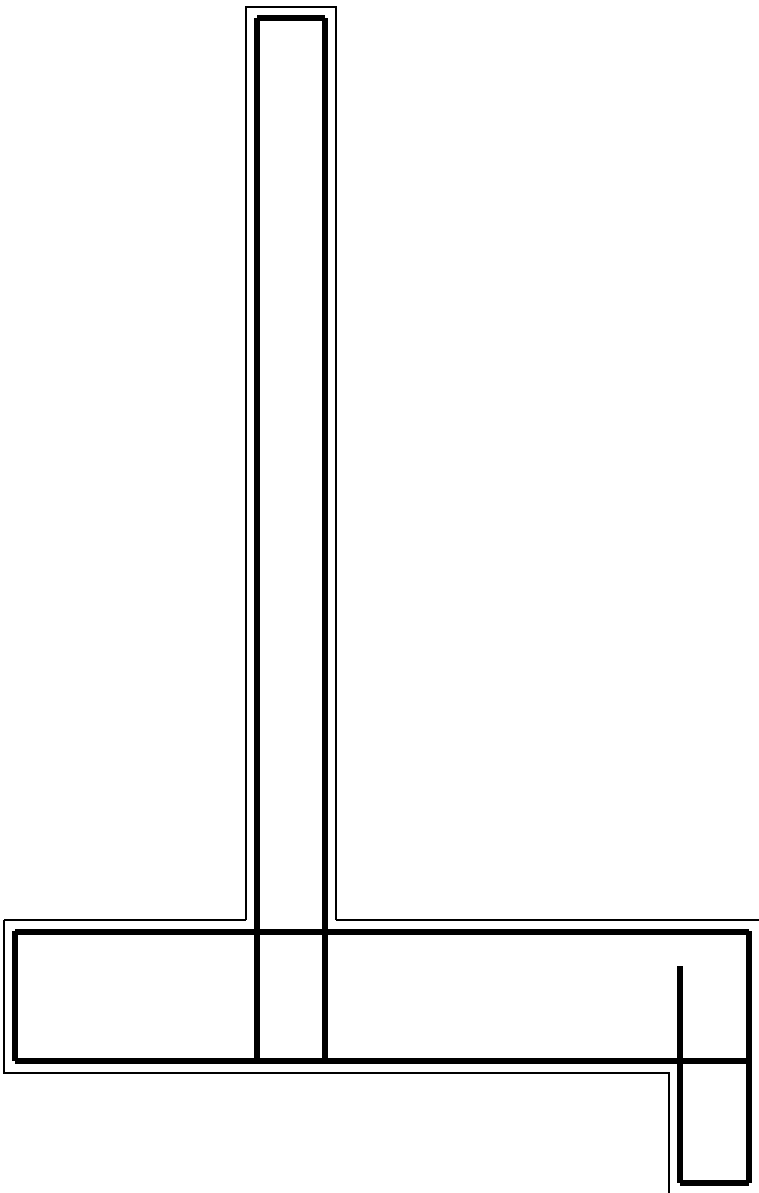
accelerazione orizz. max attesa al sito  $a_{max} = 0,713$  m/s<sup>2</sup>  
 accelerazione critica  $a_c = 13,651$  m/s<sup>2</sup>  
 rapporto  $a_c/a_{max} = 19,15$   
 velocità orizz. max attesa al sito  $V_{max} = 0,0402$  m/s  
 spostamento permanente indotto dal sisma  $= 0$  cm  
 Verifica allo S.L.E. soddisfatta

## **ARMATURE DI CALCOLO**

<b>Mensola di fondazione di valle</b>	armatura
lembo superiore	4 $\Phi$ 16 (8,04 cmq)
lembo inferiore	8 $\Phi$ 16 (16,08 cmq)
<b>Mensola di fondazione di monte</b>	armatura
lembo superiore	8 $\Phi$ 16 (16,08 cmq)
lembo inferiore	4 $\Phi$ 16 (8,04 cmq)
<b>Mensola in elevazione</b>	armatura
sez. 1-1 ( $H = 3$ m)	
lato terra	5 $\Phi$ 16 (10,05 cmq)
lato libero	4 $\Phi$ 16 (8,04 cmq)
sez. 2-2 ( $H = 1,5$ m)	
lato terra	5 $\Phi$ 16 (10,05 cmq)
lato libero	4 $\Phi$ 16 (8,04 cmq)

Il Tecnico  
**Ing. Vincenzo Ragazzo**





## ***muro di sostegno lato nord***

**PROGETTO/LAVORI**

muro sostegno lato nord Pantanello

**COMMITTENTE**

ALSIA- Matera

**COMUNE**

Bernalda (MT)

**ANNOTAZIONI****NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

D.M. 14/01/2008

Verifiche SLU di tipo geotecnico e strutturale condotte in base all'Approccio 2 (A1 + M1 + R3)

Le azioni permanenti non vengono amplificate se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 30% se sfavorevoli alla sicurezza

Le azioni variabili non vengono tenute in conto se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 50% se sfavorevoli alla sicurezza

I parametri geotecnici dei terreni non vengono ridotti

Coeff. sicurezza al ribaltamento = 1

Coeff. sicurezza allo scorrimento = 1,1

Coeff. sicurezza al carico limite del complesso fondazione-terreno = 1,4

Coeff. sicurezza alla stabilità globale del complesso opera-terreno = 1,1

**UNITA' DI MISURA****Sistema Tecnico**

Lunghezze (coordinate, distanze, spostamenti ...): m

Forze: kg

Momenti (stabilizzante, instabilizzante, flettente): kg\*m

Pesi unità di volume: kg/mc

Tensioni/pressioni: kg/cmq

Coesione: kg/mq

Sovraccarico uniformemente ripartito: kg/mq

Latitudine, Longitudine: gradi sessadecimali

tempi: secondi (s)

velocità: m/s

accelerazioni: m/s<sup>2</sup>

**CAMPO DI APPLICAZIONE**

Terreni omogenei ed isotropi: spingente (1) - di fondazione (2) - di riporto sopra la fondaz. di monte (3)

Assenza di pressioni neutre

Piano di posa della fondazione orizzontale

Non si tiene conto nel calcolo della spinta dell'eventuale coesione del terreno spingente (a favore di sicurezza)

Non si tiene conto della spinta passiva a valle (a favore di sicurezza)

**METODI DI CALCOLO**

calcolo della spinta: teoria di Coulomb generalizzata

calcolo del carico limite del complesso fondazione-terreno: teoria di Prandtl-Cacquot-Terzaghi

stabilità globale: metodo di Bishop

analisi sismica: metodo pseudostatico

calcolo spostamenti permanenti indotti dal sisma: metodo Newmark > Whitman e Liao

**SISTEMA DI RIFERIMENTO**

origine sull'estremo inferiore della fondazione di valle, asse x orizz.le verso monte, asse y vert.le verso l'alto

**INPUT DEL PROBLEMA****TIPOLOGIA E SEZIONE MURO**

a sbalzo in C.A.

**DATI GEOMETRICI**

scarpa esterna,  $Se = 0$  m  
 spessore muro in testa,  $Bm = 0,3$  m  
 scarpa interna,  $Si = 0$  m  
 altezza parte superiore muro,  $Hm = 2,1$  m  
 altezza complessiva muro,  $H = 2,5$  m  
 altezza fondazione,  $Hf = 0,4$  m  
 larghezza fondazione,  $B = 1,9$  m  
 sviluppo fondazione a monte,  $L = 1,2$  m  
 inclinazione pendio di monte,  $i (^{\circ}) = 0$   
 affond. piano di posa fondazione,  $D = 1,2$  m  
 affond. terreno di monte rispetto al coronamento muro,  $Ha = 0,2$  m  
 spessore del magrone,  $Sm = 0,15$  m

**DATI GEOTECNICI TERRENI**

peso dell'unità di volume del terreno spingente,  $g1 = 1650$  kg/mc  
 peso dell'unità di volume del terreno di fondazione,  $g2 = 1650$  kg/mc  
 peso dell'unità di volume del terreno di riporto sopra la fondaz.,  $g3 = 1650$  kg/mc  
 angolo di resistenza al taglio terreno spingente,  $Fi1 (^{\circ}) = 28$   
 angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione,  $Fi2 (^{\circ}) = 31$   
 angolo di attrito terrapieno-muro  $(^{\circ}) = 0$   
 angolo di attrito diaframma verticale da estremo di fondaz. di monte  $(^{\circ}) = 0$   
 angolo di attrito muro-magrone o muro-terreno  $(^{\circ}) = 28$   
 angolo di attrito magrone-terreno di fondazione  $(^{\circ}) = 28$   
 coesione drenata terreno di fondazione,  $C2 = 0$  kg/mq  
 costante di sottofondo o di Winkler del terreno di fondazione  $kt = 10$  kg/cmc

**DATI MATERIALE MURO**

peso dell'unità di volume,  $gm = 2500$  kg/mc  
 peso dell'unità di volume del magrone =  $1500$  kg/mc

**Calcestruzzo**

resistenza caratteristica cubica a compressione  $Rck = 300$  kg/cm<sup>2</sup>  
 modulo di elasticità longitudinale  $Ec = 319173$  kg/cm<sup>2</sup>  
 coeff. parziale di sicurezza =  $1,5$   
 diagramma di calcolo tensione-deformazione: parabola-rettangolo  
 deformazione  $ec2 = 0,2\%$   
 deformazione  $ec3 = 0,175\%$   
 deformazione  $ec4 = 0,07\%$   
 deformazione di rottura o ultima =  $0,35\%$   
 resistenza media a compress. cilindrica  $fcm = 330,55$  kg/cm<sup>2</sup>  
 resistenza caratteristica a compress. cilindrica a 28 gg  $fck = 249$  kg/cm<sup>2</sup>  
 resistenza di calcolo a compress.  $fcd = 141,1$  kg/cm<sup>2</sup>  
 resistenza media a trazione  $fctm = 25,75$  kg/cm<sup>2</sup>  
 resistenza caratteristica a trazione  $fctk = 18,02$  kg/cm<sup>2</sup>  
 resistenza di calcolo a trazione  $fctd = 12,01$  kg/cm<sup>2</sup>

**Acciaio**

tipo di acciaio: B450C  
 modulo di elasticità longitudinale  $Es = 2100000$  kg/cm<sup>2</sup>  
 coeff. parziale di sicurezza =  $1,15$   
 diagramma di calcolo tensione-deformazione: elastico-perfettamente plastico  
 deformazione di snervamento =  $0,186\%$

deformazione a rottura = 1%

tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$

resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd} = 3913,04 \text{ kg/cm}^2$

#### DATI PROGETTO ARMATURA A FLESSIONE E TAGLIO

diametro tondini = 16 mm

copriferro = 3 cm

rapporto armature = 0

spazio minimo tra le barre (interferro) = 4 cm

interasse massimo tra le barre = 30 cm

diametro armatura trasversale (staffe o di ripartizione)  $d_{st}=8 \text{ mm}$

numero di braccia delle eventuali staffe = 4

#### SOVRACCARICHI: 1) UNIFORMEMENTE RIPARTITO SUL TERRAPIENO; 2) CONCENTRATO SUL MURO

terrapieno: di tipo permanente,  $g_1 = 0 \text{ kg}^*\text{m}$

terrapieno: di tipo variabile,  $q_1 = 200 \text{ kg}^*\text{m}$

muro (di tipo permanente), componente orizz.  $H_2 = 0 \text{ kg}$

muro (di tipo permanente), componente vert.  $V_2 = 0 \text{ kg}$

#### AZIONE SISMICA

Localizzazione sito di costruzione: Longitudine=16,6928; Latitudine=40,4136

Nodi della maglia elementare del reticolo sismico che contiene il sito di costruzione

Nodo	ID	Dist (km)
1	34791	6,3
2	34792	3,4
3	35014	3,1
4	35013	6,3

Vita nominale dell'opera,  $V_n = 50 \text{ anni}$

Classe d'uso della costruzione = Classe II ( $C_u=1$ )

Categoria di sottosuolo = B

Categoria topografica = T1

accelerazione di gravità,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Coefficiente di combinazione del sovraccarico saltuario in presenza di sisma = 1

#### VERIFICHE AGLI S.L.E.

valore massimo ammissibile della tangente dell'angolo di rotazione del piano di posa della

fondazione = 0,003 ( $\beta_{a\_max}=0,17^\circ$ )

spostamento permanente ammissibile per effetto del sisma = 6 cm

#### COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazioni fondamentali (assenza di sisma)

Azioni permanenti G:

- peso proprio elementi strutturali (muro)
- peso proprio terreno
- peso proprio elementi non strutturali
- carico concentrato sul coronamento del muro e sovraccarico permanente sul terrapieno
- spinte del terreno

Azioni variabili Q:

- sovraccarico saltuario sul terrapieno  $q_1$  (es. derivante da traffico veicolare)
- spinta dovuta al sovraccarico saltuario

Combinazioni sismiche

Azione sismica E

Azioni permanenti G

Azioni variabili Q (con coeff. riduttivo di combinazione)

## OUTPUT DEL PROBLEMA

#### PARAMETRI SISMICI PER IL SITO DI COSTRUZIONE



Nel caso di sito non coincidente con uno dei nodi del reticolo sismico, i parametri sismici sono ottenuti per interpolazione con quelli dei quattro nodi della maglia elementare che contiene il sito

Tr (anni)	ag (m/s <sup>2</sup> )	ag/g	Fo	Tc* (s)
30	0,348	0,035	2,423	0,28
50	0,438	0,045	2,445	0,315
72	0,511	0,052	2,485	0,337
101	0,582	0,059	2,548	0,347
140	0,66	0,067	2,561	0,36
201	0,748	0,076	2,583	0,37
475	1,007	0,103	2,563	0,412
975	1,233	0,126	2,653	0,425
2475	1,577	0,161	2,746	0,436

Periodo di riferimento,  $V_r = 50$  anni

coeff. di amplificazione topografica,  $S_t = 1$

Verifiche agli SLU (Stato Limite di salvaguardia della Vita - SLV)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento  $P_{vr} = 10\%$

Tempo di ritorno  $T_r = 475$  anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridotto ed orizz  $ag = 1,007 \text{ m/s}^2$

parametro  $F_o = 2,56$

acc. orizz. max attesa al sito  $a_{max} = 1,209 \text{ m/s}^2$

coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1,2$

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito  $B_m = 0,24$

Coefficiente sismico orizzontale  $Ch = 0,0296$

Coefficiente sismico verticale  $C_v = 0,0148$

Verifiche agli SLE (Stato Limite di Danno - SLD)

percentuale di superamento nel periodo di riferimento  $P_{vr} = 63\%$

Tempo di ritorno  $T_r = 50$  anni

acc. orizz. max attesa al sito di rifer. ridotto ed orizz  $ag = 0,438 \text{ m/s}^2$

parametro  $F_o = 2,45$

acc. orizz. max attesa al sito  $a_{max} = 0,525 \text{ m/s}^2$

coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1,2$

coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito  $B_m = 0,18$

Coefficiente sismico orizzontale  $Ch = 0,0096$

Coefficiente sismico verticale  $C_v = 0,0048$

#### **AREE, PESI E BRACCI (rispetto all'origine del sist. di riferimento)**

##### Manufatto

area (mq) = 1,39

peso (kg) = 3475

ascissa baricentro muro (m) = 0,77

ordinata baricentro muro (m) = 0,77

##### Terreno di riporto sopra la fondazione a monte

area (mq) = 2,28

peso (kg) = 3762

ascissa baricentro terreno (m) = 1,3

ordinata baricentro terreno (m) = 1,35

## **VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

### **COMBINAZ. FONDAMENTALE 1 (assenza di sovraccarico accidentale)**

#### **1) VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Trattasi di SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU + M2)

Le azioni permanenti vengono ridotte del 10% se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 10% se sfavorevoli alla sicurezza

Le azioni variabili non vengono tenute in conto se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 50% se sfavorevoli alla sicurezza

Angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $F_{1d} (^\circ) = 23,04$

coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,437373$

Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $Sat = 1908,81 \text{ kg}$   
 componente orizzontale,  $Sath = 1908,81 \text{ kg}$   
 braccio componente orizzontale =  $0,77 \text{ m}$   
 componente verticale,  $Satv = 0 \text{ kg}$   
 braccio componente verticale =  $1,9 \text{ m}$   
 Spinta attiva complessiva,  $Sa = 1908,81 \text{ kg}$   
 Momento ribaltante,  $Mrib = 1609,76 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 Momento stabilizzante,  $Mstab = 6805,66 \text{ kg}\cdot\text{m}$   
 Coeff. di sicurezza =  $4,23$   
 verifica soddisfatta

## 2) VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico  
 coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza =  $1$   
 coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza =  $1,3$   
 coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza =  $0$   
 coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza =  $1,5$   
 angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\phi_1d (\circ) = 28$   
 coeff. di spinta attiva,  $Ka = 0,361033$   
 Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $Sat = 1575,64 \text{ kg}$   
 componente orizzontale,  $Sath = 1575,64 \text{ kg}$   
 braccio componente orizzontale =  $0,77 \text{ m}$   
 componente verticale,  $Satv = 0 \text{ kg}$   
 braccio componente verticale =  $1,9 \text{ m}$   
 Spinta attiva complessiva,  $Sa = 1575,64 \text{ kg}$   
 Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro,  $Rh = 2048,33 \text{ kg}$   
 Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro,  $Rv = 7237 \text{ kg}$   
 coeff. di sicurezza sup. separazione muro-magrone o muro-terreno =  $1,88$   
 verifica soddisfatta  
 coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno =  $2,01$   
 verifica soddisfatta

## 3) VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico  
 coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza =  $1$   
 coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza =  $1,3$   
 coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza =  $0$   
 coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza =  $1,5$   
 angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno di fondazione,  $\phi_2d (\circ) = 31$   
 coesione drenata di progetto terreno di fondazione,  $C_2d = 0 \text{ kg/mq}$   
 Risultante dei carichi in fondazione,  $R = 7521,29 \text{ kg}$   
 angolo di inclinazione di  $R$  rispetto alla verticale =  $15,8^\circ$   
 eccentricità di  $R$ ,  $Ec = -0,12 \text{ m}$   
 $B/6 = 0,32 \text{ m}$   
 base del muro non parzializzata  
 larghezza ridotta della fondazione,  $B' = 1,66 \text{ m}$   
 fattori di inclinazione del carico,  $ic = 0,68$   $iq = 0,68$   $ig = 0,24$   
 fattori del carico limite,  $Nc = 32,67$   $Nq = 20,63$   $Ng = 25,99$   
 carico limite unitario,  $qlim = 4,48 \text{ kg/cmq}$   
 carico limite,  $Qlim = 74226,98 \text{ kg}$   
 carico di esercizio,  $Rv = 7237 \text{ kg}$   
 coeff. di sicurezza =  $10,26$   
 verifica soddisfatta

## 4) VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico  
 angolo di resistenza al taglio di progetto terreno,  $\phi_d (\circ) = 25,67$   
 coesione drenata di progetto,  $Cd = 0 \text{ kg/mq}$   
 $n^\circ$  di cerchi analizzati =  $10$

**Cerchio critico:  $X_c (m) = 0,77$   $Y_c (m) = 3,67$   $R_c (m) = 3,96$** 

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	106,26	0	-47,82	0	0,34	0	3,67	0	187,88	26,83
2	295,84	0	-40,88	0	0,34	0	3,67	0	446,43	63,75
3	445,59	0	-34,61	0	0,34	0	3,67	0	600,55	85,76
4	564,91	0	-28,79	0	0,34	0	3,67	0	699,44	99,88
5	659,22	0	-23,28	0	0,34	0	3,67	0	764,61	109,18
6	731,9	0	-17,99	0	0,34	0	3,67	0	806,94	115,23
7	785,14	0	-12,86	0	0,34	0	3,67	0	832,48	118,88
8	820,36	0	-7,83	0	0,34	0	3,67	0	844,68	120,62
9	1008,44	0	-3,17	0	0,3	0	3,67	0	1018,02	145,37
10	1472,38	0	1,5	0	0,34	0	3,67	0	1467,41	209,54
11	1458,68	0	6,5	0	0,34	0	3,67	0	1444,62	206,29
12	1427,55	0	11,54	0	0,34	0	3,67	0	1415,74	202,17
13	1378,23	0	16,69	0	0,34	0	3,67	0	1379,76	197,03
14	1309,42	0	21,97	0	0,34	0	3,67	0	1335,06	190,65
15	1219,08	0	27,47	0	0,34	0	3,67	0	1278,99	182,64
16	1104,05	0	33,25	0	0,34	0	3,67	0	1207,17	172,38
17	959,36	0	39,46	0	0,34	0	3,67	0	1111,83	158,77
18	776,47	0	46,29	0	0,34	0	3,67	0	977,6	139,6
19	538,7	0	54,15	0	0,34	0	3,67	0	767,98	109,67
20	201,65	0	64,11	0	0,34	0	3,67	0	356,86	50,96

L (m) = 8,39

M\_resist = 36086,07 kg\*m

M\_instab = 10720,15 kg\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 3,366

verifica soddisfatta

**5) VERIFICHE STRUTTURALI (metodo agli SLU)****5.1) MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE**momento flettente sezione di incastro,  $M_y = 325,72 \text{ kg*m}$ taglio sezione di incastro,  $T_z = 1587,39 \text{ kg}$ 

armatura inferiore = 14,07 cmq (7 fi 16)

armatura superiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettentemomento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 18697,43 \text{ kg*m}$ momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -10872,69 \text{ kg*m}$ essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfattamomento resistente sezione,  $M_{rd} = 18697,43 \text{ kg*m}$ **5.2) MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE**momento flettente sezione di incastro,  $M_y = -1524,15 \text{ kg*m}$ taglio sezione di incastro,  $T_z = 2169,2 \text{ kg}$ 

armatura inferiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

armatura superiore = 14,07 cmq (7 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettentemomento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 10872,69 \text{ kg*m}$ momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -18697,43 \text{ kg*m}$ essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfattamomento resistente sezione,  $M_{rd} = -18697,43 \text{ kg*m}$ **5.3) MENSOLA IN ELEVAZIONE****Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 2,1 m largh. sez = 0,3 m)**momento ribaltante,  $M_{rib} = 885,29 \text{ kg*m}$ momento stabilizzante,  $M_{stab} = 236,25 \text{ kg*m}$ componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h = 1397,82 \text{ kg}$ componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v = 1575 \text{ kg}$ eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,56 \text{ m}$  ( $u = -0,41 \text{ m}$ )momento flettente,  $M_y = 885,29 \text{ kg*m}$ sforzo normale,  $N_x = -1575 \text{ kg}$ taglio,  $T_z = -1397,82 \text{ kg}$

armatura lato terra,  $A_f = 10,05 \text{ cmq}$  (5 fi 16)

armatura lato esterno,  $A_{1f} = 8,04 \text{ cmq}$  (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lombo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 9845,96 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lombo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -8012,27 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 9845,96 \text{ kg}\cdot\text{m}$

## **COMBINAZ. FONDAMENTALE 2 (presenza di sovraccarico accidentale)**

### **1) VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Trattasi di SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU + M2)

Le azioni permanenti vengono ridotte del 10% se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 10% se sfavorevoli alla sicurezza

Le azioni variabili non vengono tenute in conto se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 50% se sfavorevoli alla sicurezza

Angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\text{Fi1d} (^\circ) = 23,04$

coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,437373$

Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $S_{at} = 1908,81 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{ath} = 1908,81 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 0,77 m

componente verticale,  $S_{atv} = 0 \text{ kg}$

braccio componente verticale = 1,9 m

Spinta attiva dovuta al sovraccarico sul terrepieno,  $S_{aq} = 201,19 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{aqh} = 201,19 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 1,15 m

componente verticale,  $S_{aqv} = 0 \text{ kg}$

braccio componente verticale = 1,9 m

Spinta attiva complessiva,  $S_a = 2110 \text{ kg}$

Momento ribaltante,  $M_{rib} = 1956,82 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento stabilizzante,  $M_{stab} = 6805,66 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Coeff. di sicurezza = 3,48

verifica soddisfatta

### **2) VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\text{Fi1d} (^\circ) = 28$

coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,361033$

Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $S_{at} = 1575,64 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{ath} = 1575,64 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 0,77 m

componente verticale,  $S_{atv} = 0 \text{ kg}$

braccio componente verticale = 1,9 m

Spinta attiva dovuta al sovraccarico sul terrepieno,  $S_{aq} = 166,08 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{aqh} = 166,08 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 1,15 m

componente verticale,  $S_{aqv} = 0 \text{ kg}$

braccio componente verticale = 1,9 m

Spinta attiva complessiva,  $S_a = 1741,72 \text{ kg}$

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro,  $R_h = 2297,45 \text{ kg}$

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro,  $R_v = 7237 \text{ kg}$

coeff. di sicurezza sup. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,67

verifica soddisfatta

coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 1,79

verifica soddisfatta

**3) VERIFICA AL CARICO LIMITE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1,3

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1,5

angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno di fondazione,  $\text{Fi2d} (^\circ) = 31$

coesione drenata di progetto terreno di fondazione,  $\text{C2d} = 0 \text{ kg/mq}$

Risultante dei carichi in fondazione,  $R = 7592,92 \text{ kg}$

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale =  $17,61^\circ$

eccentricità di R,  $\text{Ec} = -0,16 \text{ m}$

$B/6 = 0,32 \text{ m}$

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione,  $B' = 1,58 \text{ m}$

fattori di inclinazione del carico,  $i_c = 0,65 \quad i_q = 0,65 \quad i_g = 0,19$

fattori del carico limite,  $N_c = 32,67 \quad N_q = 20,63 \quad N_g = 25,99$

carico limite unitario,  $q_{lim} = 3,9 \text{ kg/cm}^2$

carico limite,  $Q_{lim} = 61546,2 \text{ kg}$

carico di esercizio,  $R_v = 7237 \text{ kg}$

coeff. di sicurezza = 8,5

verifica soddisfatta

**4) VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno,  $\text{Fid} (^\circ) = 25,67$

coesione drenata di progetto,  $\text{Cd} = 0 \text{ kg/mq}$

n° di cerchi analizzati = 10

**Cerchio critico:  $X_c (m) = 0,77 \quad Y_c (m) = 3,67 \quad R_c (m) = 3,96$**

concio	Wt	Wq	alfa (°)	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	106,26	0	-47,82	0	0,34	0	3,67	0	191,64	30,24
2	295,84	0	-40,88	0	0,34	0	3,67	0	453,14	71,5
3	445,59	0	-34,61	0	0,34	0	3,67	0	607,52	95,86
4	564,91	0	-28,79	0	0,34	0	3,67	0	705,75	111,36
5	659,22	0	-23,28	0	0,34	0	3,67	0	769,9	121,48
6	731,9	0	-17,99	0	0,34	0	3,67	0	811,09	127,98
7	785,14	0	-12,86	0	0,34	0	3,67	0	835,43	131,82
8	820,36	0	-7,83	0	0,34	0	3,67	0	846,46	133,56
9	1008,44	0	-3,17	0	0,3	0	3,67	0	1018,87	160,77
10	1472,38	89,54	1,5	0	0,34	0	3,67	0	1556,04	245,53
11	1458,68	89,54	6,5	0	0,34	0	3,67	0	1530,73	241,54
12	1427,55	89,54	11,54	0	0,34	0	3,67	0	1500,07	236,7
13	1378,23	89,54	16,69	0	0,34	0	3,67	0	1463,1	230,86
14	1309,42	89,54	21,97	0	0,34	0	3,67	0	1418,25	223,79
15	1219,08	89,54	27,47	0	0,34	0	3,67	0	1363,05	215,08
16	1104,05	89,54	33,25	0	0,34	0	3,67	0	1293,45	204,1
17	959,36	89,54	39,46	0	0,34	0	3,67	0	1202,33	189,72
18	776,47	89,54	46,29	0	0,34	0	3,67	0	1075,66	169,73
19	538,7	89,54	54,15	0	0,34	0	3,67	0	880,39	138,92
20	201,65	89,54	64,11	0	0,34	0	3,67	0	503,31	79,42

$L (m) = 8,39$

$M_{resist} = 38147,39 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_{instab} = 12522,3 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 3,046

verifica soddisfatta

**5) VERIFICHE STRUTTURALI (metodo agli SLU)****5.1) MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE**

momento flettente sezione di incastro,  $M_y = 358,47 \text{ kg}\cdot\text{m}$

taglio sezione di incastro,  $T_z = 1737,75 \text{ kg}$

armatura inferiore = 14,07 cmq (7 fi 16)

armatura superiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 18697,43 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -10872,69 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 18697,43 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**5.2) MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE**

momento flettente sezione di incastro,  $M_y = -1938,62 \text{ kg}\cdot\text{m}$

taglio sezione di incastro,  $T_z = 2739,7 \text{ kg}$

armatura inferiore = 8,04 cmq (4 fi 16)

armatura superiore = 14,07 cmq (7 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 10872,69 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -18697,43 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = -18697,43 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**5.3) MENSOLA IN ELEVAZIONE**

**Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 2,1 m largh. sez = 0,3 m)**

momento ribaltante,  $M_{rib} = 1080,79 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento stabilizzante,  $M_{stab} = 236,25 \text{ kg}\cdot\text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h = 1603,61 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v = 1575 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,69 \text{ m}$  ( $u = -0,54 \text{ m}$ )

momento flettente,  $M_y = 1080,79 \text{ kg}\cdot\text{m}$

sforzo normale,  $N_x = -1575 \text{ kg}$

taglio,  $T_z = -1603,61 \text{ kg}$

armatura lato terra,  $A_f = 10,05 \text{ cmq}$  (5 fi 16)

armatura lato esterno,  $A_{1f} = 8,04 \text{ cmq}$  (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 9845,96 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -8012,27 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 9845,96 \text{ kg}\cdot\text{m}$

## **COMBINAZ. SISMICA (sovraccarico accidentale con coeff. di combinaz.)**

### **1) VERIFICA AL RIBALTAMENTO (rispetto all'estremo di fondazione di valle)**

Trattasi di SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU + M2)

Le azioni permanenti vengono ridotte del 10% se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 10% se sfavorevoli alla sicurezza

Le azioni variabili non vengono tenute in conto se favorevoli alla sicurezza, mentre vengono amplificate del 50% se sfavorevoli alla sicurezza

Angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\phi_{1d} (^\circ) = 23,04$

coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,437373$

Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $S_{at} = 1908,81 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{ath} = 1908,81 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 0,77 m

componente verticale,  $S_{atv} = 0 \text{ kg}$

braccio componente verticale = 1,9 m

Spinta attiva dovuta al sovraccarico sul terripieno,  $S_{aq} = 201,19 \text{ kg}$

componente orizzontale,  $S_{aqh} = 201,19 \text{ kg}$

braccio componente orizzontale = 1,15 m

componente verticale,  $S_{aqv} = 0 \text{ kg}$

braccio componente verticale = 1,9 m

Spinta attiva complessiva,  $S_a = 2110 \text{ kg}$

coeff. di spinta dinamico,  $K_{ad} = 0,457818$

Incremento di spinta attiva dovuto al sisma = 69,09 kg

componente orizzontale = 69,09 kg

braccio componente orizzontale = 0,77 m

componente verticale = 0 kg

braccio componente verticale = 1,9 m

Forza d'inerzia,  $F_i = 213,99$  kg

braccio forza d'inerzia = 1,07 m

Momento ribaltante,  $M_{rib} = 1976,76$  kg\*m

Momento stabilizzante,  $M_{stab} = 7450,05$  kg\*m

Coeff. di sicurezza = 3,77

verifica soddisfatta

condizione di sisma verticale più grovosa: dal basso verso l'alto

## 2) VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (piano di posa)

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1

angolo di resistenza al taglio di progetto terreno spingente,  $\phi_{1d} (^{\circ}) = 28$

coeff. di spinta attiva,  $K_a = 0,361033$

Spinta attiva dovuta al terrapieno,  $S_a = 1575,64$  kg

componente orizzontale,  $S_{ah} = 1575,64$  kg

braccio componente orizzontale = 0,77 m

componente verticale,  $S_{av} = 0$  kg

braccio componente verticale = 1,9 m

Spinta attiva dovuta al sovraccarico sul terzapieno,  $S_{aq} = 166,08$  kg

componente orizzontale,  $S_{aqh} = 166,08$  kg

braccio componente orizzontale = 1,15 m

componente verticale,  $S_{aqv} = 0$  kg

braccio componente verticale = 1,9 m

Spinta attiva complessiva,  $S_a = 1741,72$  kg

coeff. di spinta dinamico,  $K_{ad} = 0,37956$

Incremento di spinta attiva dovuto al sisma = 64,89 kg

componente orizzontale = 64,89 kg

braccio componente orizzontale = 0,77 m

componente verticale = 0 kg

braccio componente verticale = 1,9 m

Forza d'inerzia,  $F_i = 213,99$  kg

braccio forza d'inerzia = 1,07 m

Componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro,  $R_h = 2020,59$  kg

Componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro,  $R_v = 7130,01$  kg

coeff. di sicurezza sup. separazione muro-magrone o muro-terreno = 1,88

verifica soddisfatta

coeff. di sicurezza sup. separazione magrone-terreno = 2,01

verifica soddisfatta

condizione di sisma verticale più gravosa: dal basso verso l'alto

## 3) VERIFICA AL CARICO LIMITE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico

coeff. carichi permanenti favorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi permanenti sfavorevoli alla sicurezza = 1

coeff. carichi variabili favorevoli alla sicurezza = 0

coeff. carichi variabili sfavorevoli alla sicurezza = 1

angolo di resistenza al taglio di progetto del terreno di fondazione,  $\phi_{2d} (^{\circ}) = 31$

coesione drenata di progetto terreno di fondazione,  $c_{2d} = 0$  kg/mq

Risultante dei carichi in fondazione,  $R = 7629,3$  kg

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale =  $15,72^{\circ}$

eccentricità di R,  $E_c = -0,14$  m

$B/6 = 0,32$  m

base del muro non parzializzata

larghezza ridotta della fondazione,  $B' = 1,62$  m



fattori di inclinazione del carico,  $i_c = 0,68$   $i_q = 0,68$   $i_g = 0,24$   
 fattori del carico limite,  $N_c = 32,67$   $N_q = 20,63$   $N_g = 25,99$   
 carico limite unitario,  $q_{lim} = 4,47$  kg/cm<sup>2</sup>  
 carico limite,  $Q_{lim} = 72629,6$  kg  
 carico di esercizio,  $R_v = 7343,99$  kg  
 coeff. di sicurezza = 9,89  
 verifica soddisfatta  
 condizione di sisma verticale più grovosa: dall'alto verso il basso

#### 4) VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Trattasi di SLU di tipo geotecnico  
 angolo di resistenza al taglio di progetto terreno,  $Fid (^{\circ}) = 25,67$   
 coesione drenata di progetto,  $C_d = 0$  kg/m<sup>2</sup>  
 $n^{\circ}$  di cerchi analizzati = 10  
 condizione di sisma verticale più grovosa: dal basso verso l'alto

**Cerchio critico:  $X_c (m) = 0,77$   $Y_c (m) = 4$   $R_c (m) = 4,28$**

concio	Wt	Wq	alfa ( $^{\circ}$ )	u	DX	Fsh	B	Fsv	N	T
1	108,81	0	-45,71	0	0,36	3,22	2,92	1,61	192,15	33,18
2	304,11	0	-39,17	0	0,36	8,99	3,06	4,5	463,26	79,99
3	460,07	0	-33,21	0	0,36	13,6	3,19	6,8	629,09	108,62
4	585,1	0	-27,63	0	0,36	17,3	3,3	8,65	736,73	127,21
5	684,22	0	-22,32	0	0,36	20,23	3,38	10,12	807,84	139,49
6	760,68	0	-17,21	0	0,36	22,49	3,44	11,25	853,77	147,42
7	816,58	0	-12,24	0	0,36	24,15	3,49	12,07	880,93	152,11
8	853,32	0	-7,36	0	0,36	25,23	3,52	12,62	893,06	154,2
9	1001,22	0	-2,93	0	0,3	29,6	3,24	14,8	1026,43	177,23
10	1544,39	72,68	1,51	0	0,36	47,81	2,93	23,91	1634,1	282,15
11	1529,3	72,68	6,4	0	0,36	47,37	2,92	23,68	1604,79	277,09
12	1495,27	72,68	11,32	0	0,36	46,36	2,89	23,18	1568,49	270,82
13	1441,5	72,68	16,34	0	0,36	44,77	2,84	22,39	1524,09	263,16
14	1366,65	72,68	21,49	0	0,36	42,56	2,78	21,28	1469,82	253,79
15	1268,64	72,68	26,83	0	0,36	39,66	2,7	19,83	1402,85	242,22
16	1144,27	72,68	32,44	0	0,36	35,98	2,6	17,99	1318,58	227,67
17	988,56	72,68	38,43	0	0,36	31,38	2,47	15,69	1209,09	208,77
18	793,24	72,68	44,98	0	0,36	25,6	2,31	12,8	1059,41	182,92
19	542,85	72,68	52,41	0	0,36	18,2	2,11	9,1	836,33	144,4
20	200,67	72,68	61,5	0	0,36	8,08	1,86	4,04	441,06	76,16

$L (m) = 8,65$

$M_{resist} = 42291,17$  kg\*m

$M_{instab} = 15191,18$  kg\*m

Coff. sicurezza del pendio (metodo di Bishop) = 2,784

verifica soddisfatta

#### 5) VERIFICHE STRUTTURALI (metodo agli SLU)

##### 5.1) MENSOLA DI FONDAZIONE DI VALLE

momento flettente sezione di incastro,  $M_y = 345,39$  kg\*m

taglio sezione di incastro,  $T_z = 1679,54$  kg

armatura inferiore = 14,07 cm<sup>2</sup> (7 fi 16)

armatura superiore = 8,04 cm<sup>2</sup> (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 18697,43$  kg\*m

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -10872,69$  kg\*m

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 18697,43$  kg\*m

##### 5.2) MENSOLA DI FONDAZIONE DI MONTE

momento flettente sezione di incastro,  $M_y = -1042,36$  kg\*m

taglio sezione di incastro,  $T_z = 1310,51$  kg

armatura inferiore = 8,04 cm<sup>2</sup> (4 fi 16)

armatura superiore = 14,07 cm<sup>2</sup> (7 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 10872,69 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -18697,43 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = -18697,43 \text{ kg}\cdot\text{m}$

5.3) MENSOLA IN ELEVAZIONE**Sez. 1-1 (distanza sezione rispetto alla testa del muro = 2,1 m largh. sez = 0,3 m)**

momento ribaltante,  $M_{rib} = 909,02 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento stabilizzante,  $M_{stab} = 236,25 \text{ kg}\cdot\text{m}$

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_h = 1336,06 \text{ kg}$

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione,  $R_v = 1575 \text{ kg}$

eccentricità dello sforzo normale,  $e = -0,58 \text{ m}$  ( $u = -0,43 \text{ m}$ )

momento flettente,  $M_y = 909,02 \text{ kg}\cdot\text{m}$

sforzo normale,  $N_x = -1575 \text{ kg}$

taglio,  $T_z = -1336,06 \text{ kg}$

armatura lato terra,  $A_f = 10,05 \text{ cm}^2$  (5 fi 16)

armatura lato esterno,  $A_{1f} = 8,04 \text{ cm}^2$  (4 fi 16)

Verifica allo SLU per sforzo normale e momento flettente

momento ultimo della sezione (lembo superiore maggiormente compresso),  $M_{us} = 9845,96 \text{ kg}\cdot\text{m}$

momento ultimo della sezione (lembo inferiore maggiormente compresso),  $M_{ui} = -8012,27 \text{ kg}\cdot\text{m}$

essendo  $M_{ui} \leq M_y \leq M_{us}$  la verifica è soddisfatta

momento resistente sezione,  $M_{rd} = 9845,96 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**ARMATURA TRAVERSALE A TAGLIO O DI RIPARTIZIONE**

L'armatura a taglio eventualmente necessaria è costituita solo da staffe

**Mensola di fondazione di valle**

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico  $T_{z\_max} = 1737,75 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls  $T_{cls} = 18814,4 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls)  $V_{rcl} = 112386,1 \text{ kg}$

essendo  $T_{z\_max} \leq T_{cls}$  non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 28,3 cm

**Mensola di fondazione di monte**

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico  $T_{z\_max} = 2739,7 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls  $T_{cls} = 18814,4 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls)  $V_{rcl} = 112386,1 \text{ kg}$

essendo  $T_{z\_max} \leq T_{cls}$  non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 28,3 cm

Mensola in elevazione**Sez. 1-1**

Taglio massimo nella sezione al variare delle combinaz. di carico  $T_{z\_max} = 1603,61 \text{ kg}$

Resistenza al taglio dovuta al solo cls  $T_{cls} = 15396,2 \text{ kg}$

Resistenza a "taglio-compressione" (bielle di cls)  $V_{rcl} = 80938,7 \text{ kg}$

essendo  $T_{z\_max} \leq T_{cls}$  non occorre specifica armature a taglio (è sufficiente l'armatura trasversale minima regolamentare)

armatura di ripartizione: 2 fi 8 con passo 20,3 cm

**VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO****COMBINAZ. FONDAMENTALE 1 (assenza di sovraccarico accidentale)**

Risultante dei carichi in fondazione  $R = 7406,54 \text{ kg}$

componente orizzontale dei carichi in fondazione  $R_h = 1575,64 \text{ kg}$

componente verticale dei carichi in fondazione  $R_v = 7237 \text{ kg}$

angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale =  $12,28^\circ$

eccentricità di R  $E_c = -0,07 \text{ m}$

limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz.  $B/6 = 0,32 \text{ m}$

pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle  $p_1 = 4675,4 \text{ kg/m}^2$

pressione di contatto all'estremo di fondazione di monte  $p_2 = 2942,5 \text{ kg/mq}$   
cedimento all'estremo di fondazione di valle  $w_1 = 0,05 \text{ cm}$   
cedimento all'estremo di fondazione di monte  $w_2 = 0,03 \text{ cm}$   
tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz. =  $0,000091$  ( $\beta = 0,01^\circ$ )  
Verifica allo S.L.E. soddisfatta

### **COMBINAZ. FONDAMENTALE 2 (presenza di sovraccarico accidentale)**

Risultante dei carichi in fondazione  $R = 7443,64 \text{ kg}$   
componente orizzontale dei carichi in fondazione  $R_h = 1741,72 \text{ kg}$   
componente verticale dei carichi in fondazione  $R_v = 7237 \text{ kg}$   
angolo di inclinazione di R rispetto alla verticale =  $13,53^\circ$   
eccentricità di R  $E_c = -0,1 \text{ m}$   
limite del nocciolo centrale d'inerzia della base di fondaz.  $B/6 = 0,32 \text{ m}$   
pressione di contatto all'estremo di fondazione di valle  $p_1 = 4992,8 \text{ kg/mq}$   
pressione di contatto all'estremo di fondazione di monte  $p_2 = 2625,1 \text{ kg/mq}$   
cedimento all'estremo di fondazione di valle  $w_1 = 0,05 \text{ cm}$   
cedimento all'estremo di fondazione di monte  $w_2 = 0,03 \text{ cm}$   
tangente dell'angolo di rotaz. della base della fondaz. =  $0,000125$  ( $\beta = 0,01^\circ$ )  
Verifica allo S.L.E. soddisfatta

### **COMBINAZ. SISMICA (sovraccarico accidentale con coeff. di combinaz.)**

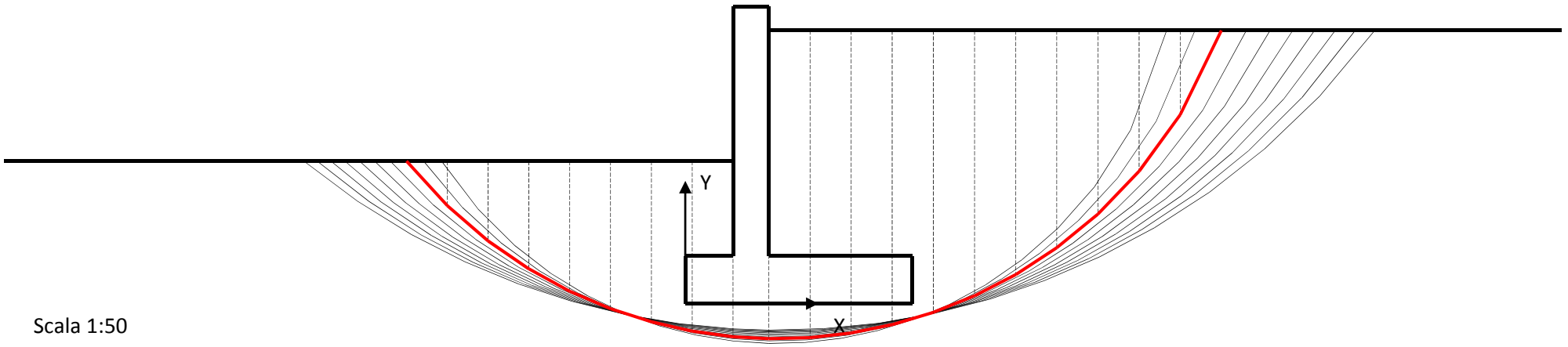
accelerazione orizz. max attesa al sito  $a_{max} = 0,525 \text{ m/s}^2$   
accelerazione critica  $a_c = 8,999 \text{ m/s}^2$   
rapporto  $a_c/a_{max} = 17,13$   
velocità orizz. max attesa al sito  $V_{max} = 0,0348 \text{ m/s}$   
spostamento permanente indotto dal sisma =  $0 \text{ cm}$   
Verifica allo S.L.E. soddisfatta

## **ARMATURE DI CALCOLO**

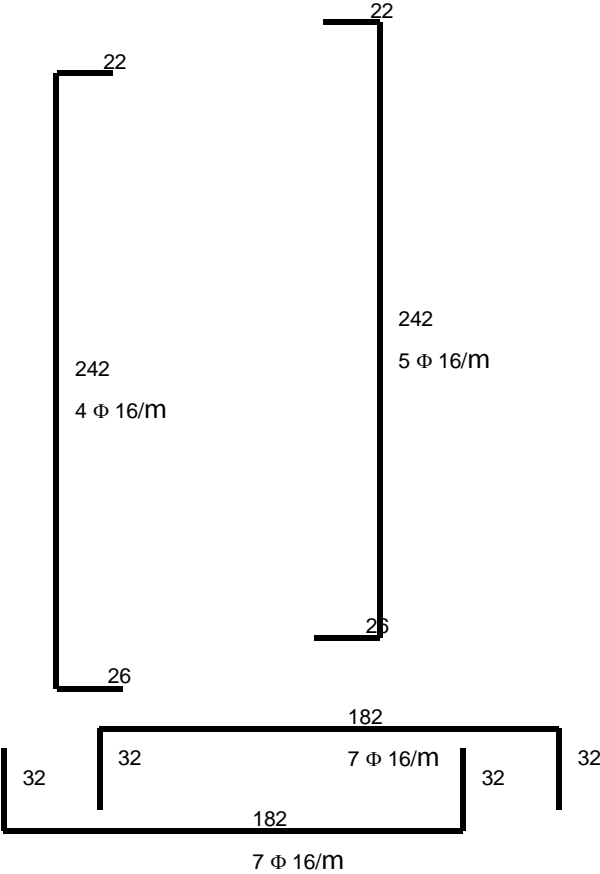
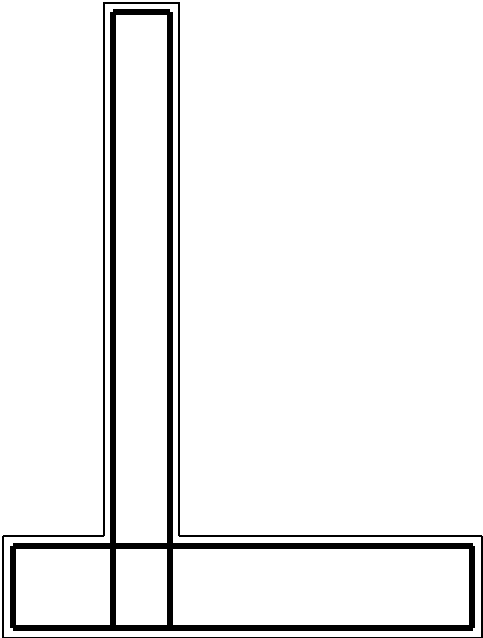
<b>Mensola di fondazione di valle</b>	armatura
lembo superiore	4 $\Phi$ 16 (8,04 cmq)
lembo inferiore	7 $\Phi$ 16 (14,07 cmq)
<b>Mensola di fondazione di monte</b>	armatura
lembo superiore	7 $\Phi$ 16 (14,07 cmq)
lembo inferiore	4 $\Phi$ 16 (8,04 cmq)
<b>Mensola in elevazione</b>	armatura
sez. 1-1 ( $H = 2,1 \text{ m}$ )	
lato terra	5 $\Phi$ 16 (10,05 cmq)
lato libero	4 $\Phi$ 16 (8,04 cmq)

Il Tecnico  
**Ing. Vincenzo Ragazzo**

⊕  
⊕  
⊕  
⊕  
⊕  
⊕  
⊕  
⊕  
⊕



Scala 1:50



## DIMENSIONAMENTO SCALA ESTERNA

Si procede al dimensionamento della rampa più significativa.

#### **PREMESSA**

Il progetto e la verifica della Scala in c.a. a soletta rampante viene condotto nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi, ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali, nel rispetto della normativa vigente:

#### **Legge n.64 - 02/02/1974**

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

#### **D.M. 14/01/2008**

Norme tecniche per le costruzioni.

#### **Circolare Applicativa 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP**

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Lo schema statico adottato è quello della trave appoggiata alle estremità, per il dimensionamento delle armature inferiori, e quello della trave incastrata alle estremità per il dimensionamento delle armature superiori.

Per il calcolo delle reazioni vincolari e delle sollecitazioni, si è utilizzato il 'metodo degli spostamenti'; quindi, si è determinata l'armatura necessaria affinché in ogni sezione sia sempre soddisfatta la verifica di resistenza.

La verifica allo S.L.U. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 2.3 del D.M. 14/01/2008, adottando combinazioni del tipo (art.2.5.3):

$$Q_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot [Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})] \quad (i=2,n)$$

e verificando che le tensioni indotte risultino inferiori alla resistenza di calcolo:

$$S_d < R_d$$

In particolare, per ogni condizione di carico, nelle sezioni maggiormente sollecitate viene eseguita la verifica a Flessione e Taglio.

La verifica agli S.L.E. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 4.1.2.2 del D.M. 14/01/2008, ed al punto C4.1.2.2 della Circolare N.617 del 20/02/2009.

In particolare, nel rispetto di quanto indicato nella Tabella 4.I.IV, di cui al D.M.2008, essendo le armature di tipo Ordinario (poco sensibile) si eseguirà la verifica allo Stato Limite di Apertura delle Fessure, considerando le seguenti combinazioni di Carico:

Combinazioni di Carico Frequenti:

$$Q_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad (i=2,n)$$

Combinazioni di Carico Quasi Permanenti:

$$Q_d = G_1 + G_2 + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad (i=1,n)$$



Per la Condizione di Carico Frequente si verificherà che risulti:

$$\text{Ampiezza della fessura} \quad w_d < w_3 = 0,4\text{mm}$$

Per la condizione di carico Quasi Permanente si verificherà che risulti:

$$\text{Ampiezza della fessura} \quad w_d < w_2 = 0,3\text{mm}$$

#### **Coefficienti Normativi relativi alle Azioni**

Coefficiente Azioni Permanenti :  $\gamma_{g1} = 1,30$

Coeff. Azioni Permanenti non strutturali :  $\gamma_{g2} = 1,50$

Coefficiente Azioni Variabili :  $\gamma_q = 1,50$

Fattori di Combinazione

$$\psi_{0i} = 0,70; \quad \psi_{1i} = 0,50; \quad \psi_{2i} = 0,30;$$

#### **GEOMETRIA DELLA STRUTTURA**

Luce Pianerottolo Partenza : 0,20 m.

Spessore ' ' ' : 20,00 cm.

Luce rampa : 1,12 m.

Lunghezza rampa su piano orizz.: 1,92 m.

Spessore rampa : 20,00 cm.

Luce pianerottolo Arrivo : 1,52 m.

Spessore ' ' ' : 20,00 cm.

Larghezza rampa e pianerottoli : 1,20 m.

Dislivello pianerottoli : 1,14 m.

#### **CARATTERISTICHE MATERIALI**

Calcestruzzo Classe C25/30

Resistenza Car. Cubica  $R_{ck} = 30,00 \text{ N/mm}^2$

Resistenza Car. Cilindrica  $f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$

Coeff. parziale di sicurezza cls  $\gamma_c = 1,50$

Coeff. per effetti di Lungo Termine  $\alpha_{cc} = 0,85$

Valore Medio Resistenza compressione cls  $f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$

Valore Medio Resistenza trazione cls  $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

Modulo Elastico cls  $E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$

Valore Caratter. Resistenza trazione  $f_{ctk,5\%} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Valore Caratter. Resistenza trazione  $f_{ctk,95\%} = 3,33 \text{ N/mm}^2$

Diagramma Calcolo Tensione-Deform. cls.: Parabola Rettangolo (CEB)

Deformazione limite elasto-plastico cls  $\epsilon_{c2} = 0,20\%$

Deformazione Ultima cls  $\epsilon_{cu} = 0,35\%$

Resistenza di Progetto a Compressione  $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di Progetto a Trazione  $f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$

Acciaio Classe B450C

Resistenza Caratteristica  $f_{yk} = 450,00 \text{ N/mm}^2$

Coeff. parziale di sicurezza acciaio  $\gamma_s = 1,15$

Modulo Elastico acciaio  $E_s = 210000,00 \text{ N/mm}^2$

Diagramma Calcolo Tensione-Deform. acciaio: Elastico-Perf. Plastico

Deformazione limite snervamento acciaio  $\epsilon_{yd} = 0,19\%$

Deformazione Ultima acciaio  $\epsilon_{ud} = 1,00\%$

Resistenza Progetto Trazione Acciaio  $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$

Copriferro  $d = 3,00 \text{ cm}$

Coefficiente di omogeneizzazione  $n = 15$

### ANALISI DEI CARICHI - PIANEROTTOLO 1

#### CARICHI PERMANENTI:

Peso Proprio: 1,00·1,00·0,20·25,00

$$G_1 = 5,00 \text{ kN/mq}$$

#### CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Intonaco (1,5cm) . . . . .	= 0,30 kN/mq
Malta di allettamento (3,0cm) . . . . .	= 0,50 "
Pavimento in marmo . . . . .	= 0,80 "
Manto impermeabilizzante di asfalto e simili . . . . .	= 0,30 "

---

$$G_2 = 6,90 \text{ kN/mq}$$

#### CARICHI VARIABILI DI BREVE DURATA:

Balconi, ballatoi, scale, sale convegni, cinema . . . . .  $Q_{k1} = 4,00 \text{ kN/mq}$

### ANALISI DEI CARICHI - RAMPA

#### CARICHI PERMANENTI:

Peso Proprio: 1,00·1,00·0,20·25,00

$$G_1 = 5,00 \text{ kN/mq}$$

#### CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Intonaco (1,5cm) . . . . .	= 0,30 kN/mq
Malta di allettamento (3,0cm) . . . . .	= 0,50 "
Pavimento in marmo . . . . .	= 0,80 "
Manto impermeabilizzante di asfalto e simili . . . . .	= 0,30 "

---

$$G_2 = 6,90 \text{ kN/mq}$$

#### CARICHI VARIABILI DI BREVE DURATA:

Balconi, ballatoi, scale, sale convegni, cinema . . . . .  $Q_{k1} = 4,00 \text{ kN/mq}$

### ANALISI DEI CARICHI - PIANEROTTOLO 2

#### CARICHI PERMANENTI:

Peso Proprio: 1,00·1,00·0,20·25,00

$$G_1 = 5,00 \text{ kN/mq}$$

#### CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Intonaco (1,5cm) . . . . .	= 0,30 kN/mq
Malta di allettamento (3,0cm) . . . . .	= 0,50 "
Pavimento in marmo . . . . .	= 0,80 "
Manto impermeabilizzante di asfalto e simili . . . . .	= 0,30 "

---

$$G_2 = 6,90 \text{ kN/mq}$$

#### CARICHI VARIABILI DI BREVE DURATA:

Balconi, ballatoi, scale, sale convegni, cinema . . . . .  $Q_{k1} = 4,00 \text{ kN/mq}$

## VERIFICHE ALLO S.L.U.

### COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U.

N.Cmb.	Elemento	Carico Distribuito	q (kN/mq)
1	Pianerottolo 1	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	15,35
	Rampa	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	15,35
	Pianerottolo 2	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	15,35
2	Pianerottolo 1	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	15,35
	Rampa	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2$	9,35
	Pianerottolo 2	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2$	9,35
3	Pianerottolo 1	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2$	9,35
	Rampa	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	15,35
	Pianerottolo 2	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2$	9,35
4	Pianerottolo 1	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2$	9,35
	Rampa	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2$	9,35
	Pianerottolo 2	$q = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	15,35

### RISULTATI DI CALCOLO S.L.U.

#### HP. SCALA INCASTRATA ALLE ESTREMITA'

#### REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	5,69	29,42	3,60	4,37	4,52	-18,93
2	4,91	17,92	2,05	2,67	2,76	-11,53
3	4,15	18,58	2,32	2,93	3,02	-12,26
4	3,57	28,77	3,62	4,10	4,24	-18,21

#### CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm	Tmax kN
1	Pianerottolo 1	4,37	0,00	5,69
	Rampa	4,54	0,00	0,44
	Pianerottolo 2	4,52	18,93	29,42
2	Pianerottolo 1	2,67	0,00	4,91
	Rampa	2,77	0,00	0,27
	Pianerottolo 2	2,76	11,53	17,92
3	Pianerottolo 1	2,93	0,00	4,15
	Rampa	3,06	0,00	0,39
	Pianerottolo 2	3,02	12,26	18,58
4	Pianerottolo 1	4,10	0,00	3,57
	Rampa	4,25	0,00	0,31
	Pianerottolo 2	4,24	18,21	28,77

#### HP. SCALA APPOGGIATA ALLE ESTREMITA'

# REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	15,44	19,68	0,00	2,72	8,63	0,00
2	10,78	12,05	0,00	1,79	5,35	0,00
3	10,46	12,27	0,00	1,87	5,69	0,00
4	13,01	19,33	0,00	2,38	8,10	0,00

# CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm	Tmax kN
1	Pianerottolo 1	2,72	0,00	15,44
	Rampa	8,63	0,00	5,90
	Pianerottolo 2	10,51	0,00	19,68
2	Pianerottolo 1	1,79	0,00	10,78
	Rampa	5,35	0,00	3,56
	Pianerottolo 2	6,47	0,00	12,05
3	Pianerottolo 1	1,87	0,00	10,46
	Rampa	5,69	0,00	3,92
	Pianerottolo 2	6,71	0,00	12,27
4	Pianerottolo 1	2,38	0,00	13,01
	Rampa	8,10	0,00	5,60
	Pianerottolo 2	10,14	0,00	19,33

# VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

Sez.N.	B(mm)	H(mm)	Descrizione	As(mm <sup>2</sup> )	A's(mm <sup>2</sup> )
1	1200	200	Pian1- S.Max Infer.	770 (5ø14)	770 (5ø14)
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)   M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)   Ved / Vrd   Req. Dutt.
0,00	4,37	15,44	48,58   0,090 < 1	12 / 100	135,42   0,114 < 1   Verifica
Sez.N.	B(mm)	H(mm)	Descrizione	As(mm <sup>2</sup> )	A's(mm <sup>2</sup> )
2	1200	200	Rampa- S.Max Infer.	770 (5ø14)	770 (5ø14)
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)   M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)   Ved / Vrd   Req. Dutt.
0,00	8,63	5,90	48,58   0,178 < 1	12 / 100	135,42   0,044 < 1   Verifica
Sez.N.	B(mm)	H(mm)	Descrizione	As(mm <sup>2</sup> )	A's(mm <sup>2</sup> )
3	1200	200	Pian2- S.Max Infer.	770 (5ø14)	770 (5ø14)
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)   M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)   Ved / Vrd   Req. Dutt.
0,00	10,51	29,42	48,58   0,216 < 1	12 / 100	135,42   0,217 < 1   Verifica
Sez.N.	B(mm)	H(mm)	Descrizione	As(mm <sup>2</sup> )	A's(mm <sup>2</sup> )
4	1200	200	Pian1- S.Max Super.	770 (5ø14)	770 (5ø14)
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)   M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)   Ved / Vrd   Req. Dutt.
0,00	0,00	15,44	48,58   0,000 < 1	12 / 100	135,42   0,114 < 1   Verifica
Sez.N.	B(mm)	H(mm)	Descrizione	As(mm <sup>2</sup> )	A's(mm <sup>2</sup> )
5	1200	200	Rampa- S.Max Super.	770 (5ø14)	770 (5ø14)
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)   M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)   Ved / Vrd   Req. Dutt.
0,00	0,00	5,90	48,58   0,000 < 1	12 / 100	135,42   0,044 < 1   Verifica
Sez.N.	B(mm)	H(mm)	Descrizione	As(mm <sup>2</sup> )	A's(mm <sup>2</sup> )
6	1200	200	Pian2- S.Max Super.	770 (5ø14)	770 (5ø14)
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)   M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)   Ved / Vrd   Req. Dutt.
0,00	-18,93	29,42	48,58   0,390 < 1	12 / 100	135,42   0,217 < 1   Verifica

## VERIFICHE ALLO S.L.E. - Apertura Fessure

### COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. (Frequente)

N.Cmb.	Elemento	Carico Distribuito	q (kN/mq)
1	Pianerottolo 1	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1}$	8,90
	Rampa	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1}$	8,90
	Pianerottolo 2	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1}$	8,90
2	Pianerottolo 1	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1}$	8,90
	Rampa	$q = G_1 + G_2$	6,90
	Pianerottolo 2	$q = G_1 + G_2$	6,90
3	Pianerottolo 1	$q = G_1 + G_2$	6,90
	Rampa	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1}$	8,90
	Pianerottolo 2	$q = G_1 + G_2$	6,90
4	Pianerottolo 1	$q = G_1 + G_2$	6,90
	Rampa	$q = G_1 + G_2$	6,90
	Pianerottolo 2	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1}$	8,90

### RISULTATI DI CALCOLO S.L.E. (frequente)

#### HP. SCALA INCASTRATA ALLE ESTREMITA'

#### REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	3,30	17,06	2,09	2,54	2,62	-10,98
2	3,04	13,23	1,57	1,97	2,03	-8,51
3	2,79	13,45	1,66	2,05	2,12	-8,75
4	2,59	16,84	2,09	2,45	2,53	-10,73

#### CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm
1	Pianerottolo 1	2,54	0,00
	Rampa	2,63	0,00
	Pianerottolo 2	2,62	10,98
2	Pianerottolo 1	1,97	0,00
	Rampa	2,04	0,00
	Pianerottolo 2	2,03	8,51
3	Pianerottolo 1	2,05	0,00
	Rampa	2,14	0,00
	Pianerottolo 2	2,12	8,75
4	Pianerottolo 1	2,45	0,00
	Rampa	2,53	0,00
	Pianerottolo 2	2,53	10,73

# HP. SCALA APPOGGIATA ALLE ESTREMITA'

## REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	8,95	11,41	0,00	1,58	5,00	0,00
2	7,40	8,87	0,00	1,27	3,91	0,00
3	7,29	8,94	0,00	1,29	4,02	0,00
4	8,14	11,29	0,00	1,46	4,83	0,00

## CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm
1	Pianerottolo 1	1,58	0,00
	Rampa	5,00	0,00
	Pianerottolo 2	6,09	0,00
2	Pianerottolo 1	1,27	0,00
	Rampa	3,91	0,00
	Pianerottolo 2	4,75	0,00
3	Pianerottolo 1	1,29	0,00
	Rampa	4,02	0,00
	Pianerottolo 2	4,83	0,00
4	Pianerottolo 1	1,46	0,00
	Rampa	4,83	0,00
	Pianerottolo 2	5,97	0,00

## COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. (Quasi Permanente)

N.Cmb.	Elemento	Carico Distribuito	q (kN/mq)
1	Pianerottolo 1	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1}$	8,10
	Rampa	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1}$	8,10
	Pianerottolo 2	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1}$	8,10
2	Pianerottolo 1	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1}$	8,10
	Rampa	$q = G_1 + G_2$	6,90
	Pianerottolo 2	$q = G_1 + G_2$	6,90
3	Pianerottolo 1	$q = G_1 + G_2$	6,90
	Rampa	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1}$	8,10
	Pianerottolo 2	$q = G_1 + G_2$	6,90
4	Pianerottolo 1	$q = G_1 + G_2$	6,90
	Rampa	$q = G_1 + G_2$	6,90
	Pianerottolo 2	$q = G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1}$	8,10

## RISULTATI DI CALCOLO S.L.E. (Quasi Permanente)

### HP. SCALA INCASTRATA ALLE ESTREMITA'

#### REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	3,00	15,53	1,90	2,31	2,38	-9,99
2	2,85	13,23	1,59	1,97	2,03	-8,51
3	2,70	13,36	1,64	2,02	2,09	-8,65
4	2,58	15,40	1,90	2,25	2,33	-9,84

#### CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm
1	Pianerottolo 1	2,31	0,00
	Rampa	2,40	0,00
	Pianerottolo 2	2,38	9,99
2	Pianerottolo 1	1,97	0,00
	Rampa	2,04	0,00
	Pianerottolo 2	2,03	8,51
3	Pianerottolo 1	2,02	0,00
	Rampa	2,10	0,00
	Pianerottolo 2	2,09	8,65
4	Pianerottolo 1	2,25	0,00
	Rampa	2,34	0,00
	Pianerottolo 2	2,33	9,84

### HP. SCALA APPOGGIATA ALLE ESTREMITA'

#### REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	8,15	10,38	0,00	1,44	4,55	0,00
2	7,22	8,86	0,00	1,25	3,90	0,00
3	7,15	8,90	0,00	1,26	3,97	0,00
4	7,66	10,31	0,00	1,37	4,45	0,00

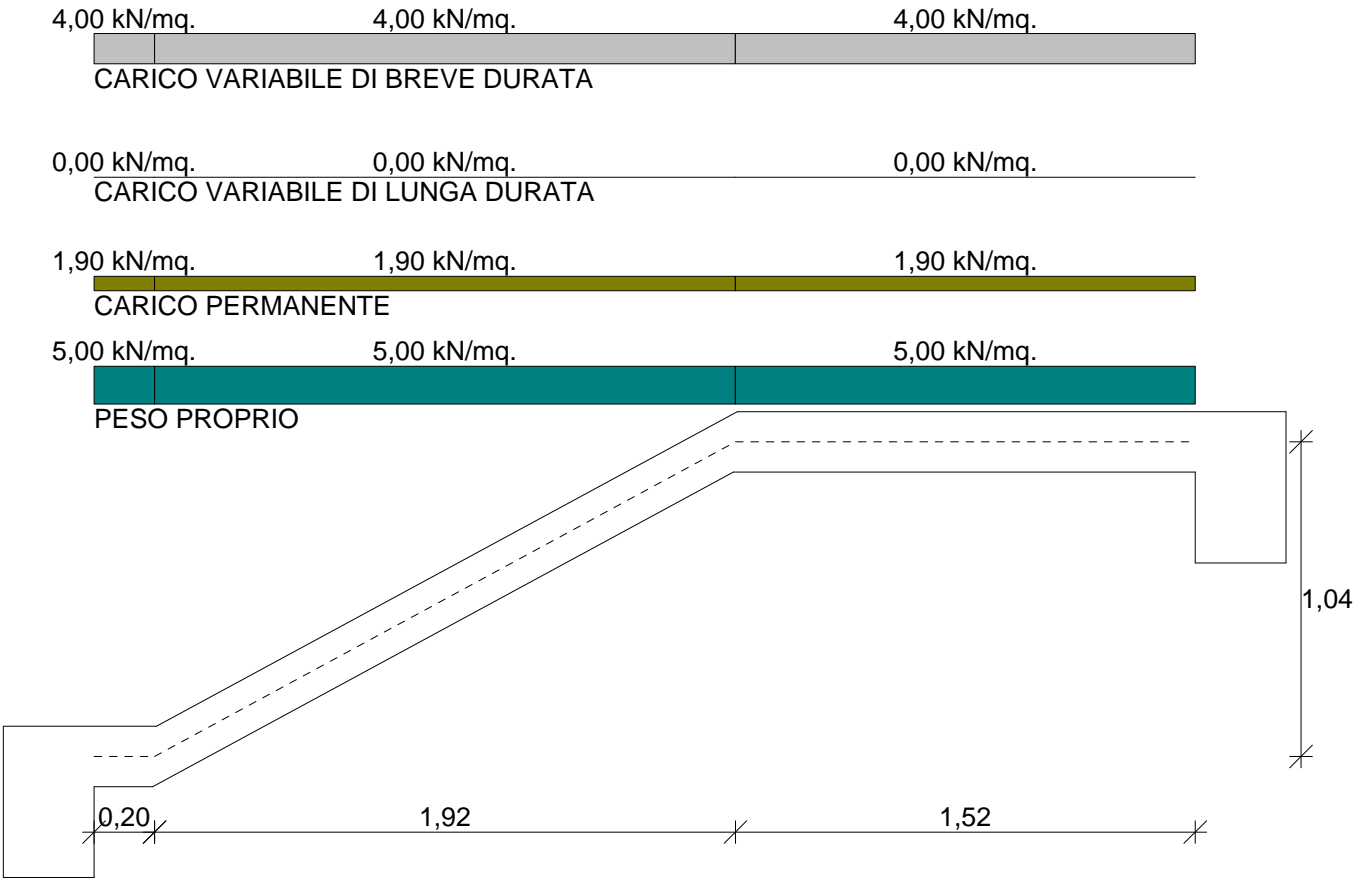
# CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm
1	Pianerottolo 1	1,44	0,00
	Rampa	4,55	0,00
	Pianerottolo 2	5,55	0,00
2	Pianerottolo 1	1,25	0,00
	Rampa	3,90	0,00
	Pianerottolo 2	4,74	0,00
3	Pianerottolo 1	1,26	0,00
	Rampa	3,97	0,00
	Pianerottolo 2	4,79	0,00
4	Pianerottolo 1	1,37	0,00
	Rampa	4,45	0,00
	Pianerottolo 2	5,47	0,00

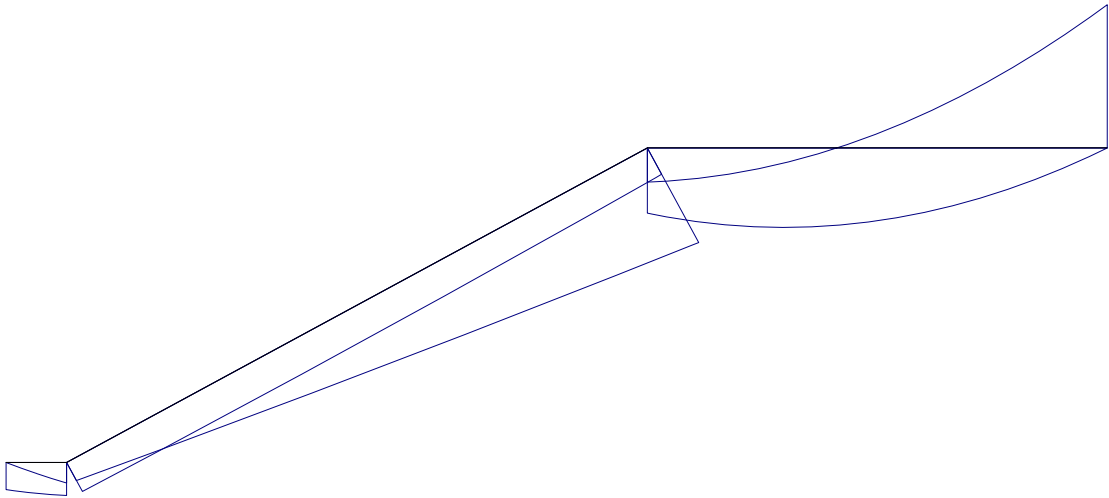
# VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.E. - (Apertura Fessure)

Comb. Car. Frequente wd,max=w3=0,4 mm				Comb. Car. Quasi Permanente wd,max=w2=0,3 mm			
Sez.N.	B(mm)	H(mm)	Descrizione	As(mm <sup>2</sup> )	A's(mm <sup>2</sup> )		
1	1200	200	Pian1- S.Max Infer	770 (5ø14)	770 (5ø14)		
M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd	M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd
2,54	0,000102	166,99	0,029 mm	2,31	0,000093	166,99	0,026 mm
2	1200	200	Rampa- S.Max Infer	770 (5ø14)	770 (5ø14)		
M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd	M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd
5,00	0,000201	166,99	0,057 mm	4,55	0,000183	166,99	0,052 mm
3	1200	200	Pian2- S.Max Infer	770 (5ø14)	770 (5ø14)		
M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd	M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd
6,09	0,000245	166,99	0,070 mm	5,55	0,000223	166,99	0,063 mm
4	1200	200	Pian1- S.Max Super	770 (5ø14)	770 (5ø14)		
M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd	M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd
0,00	0,000000	166,99	0,000 mm	0,00	0,000000	166,99	0,000 mm
5	1200	200	Rampa- S.Max Super	770 (5ø14)	770 (5ø14)		
M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd	M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd
0,00	0,000000	166,99	0,000 mm	0,00	0,000000	166,99	0,000 mm
6	1200	200	Pian2- S.Max Super	770 (5ø14)	770 (5ø14)		
M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd	M(kN·m)	eps	Dsm(mm)	wd
10,98	0,000442	166,99	0,125 mm	9,99	0,000402	166,99	0,114 mm



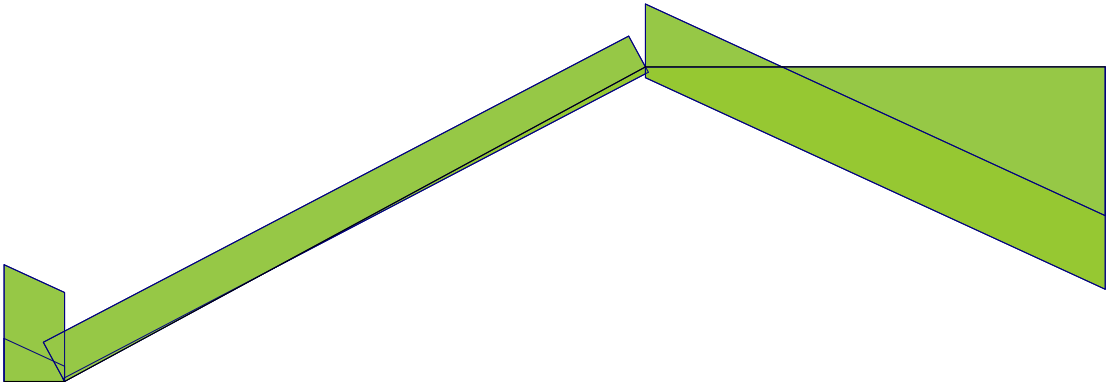


— C.C. N. 4

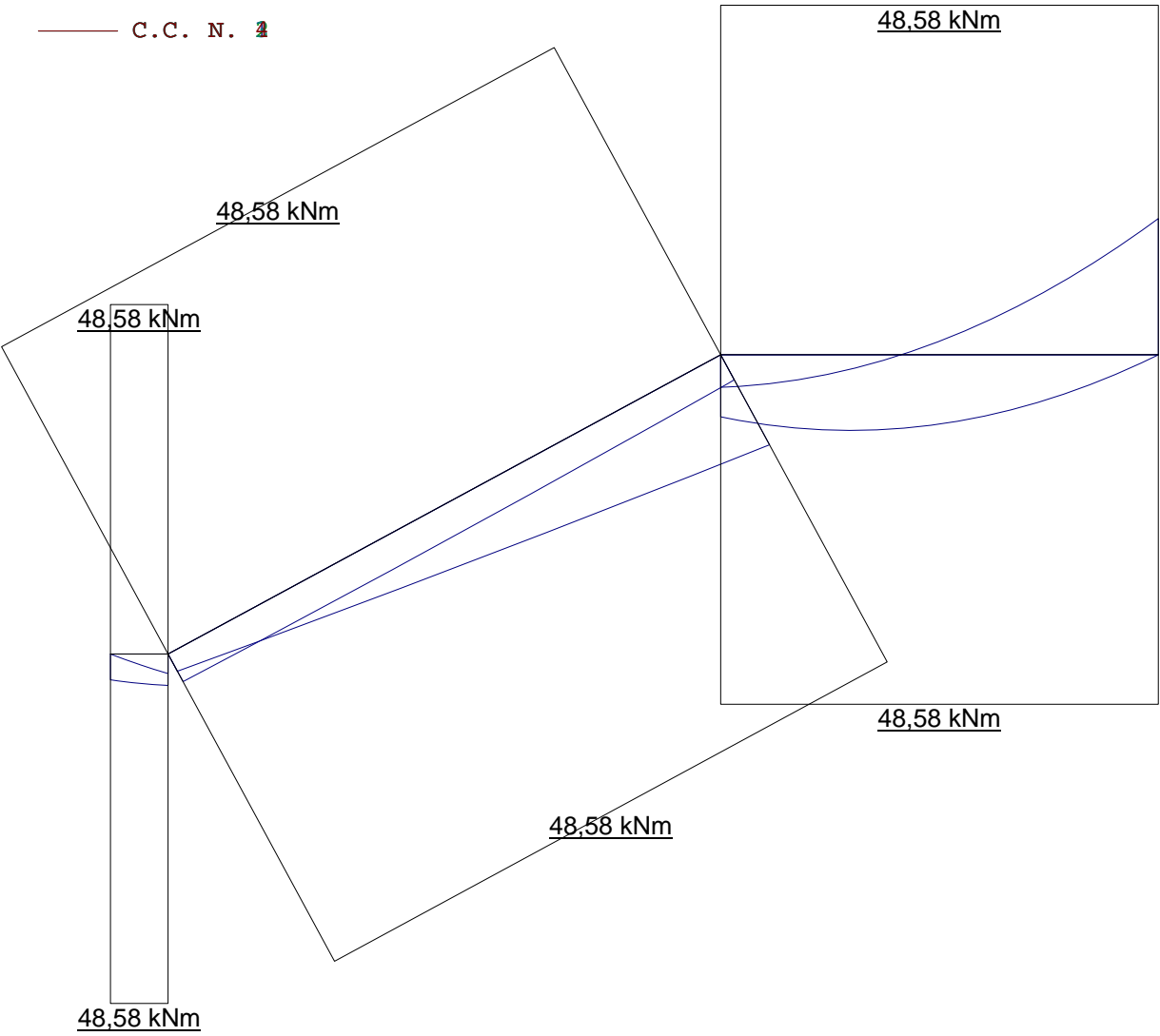


ELEMENTO	Mmax (kNm)
Pianerottolo 1	4,37
Rampa	8,63
Pianerottolo 2	18,93

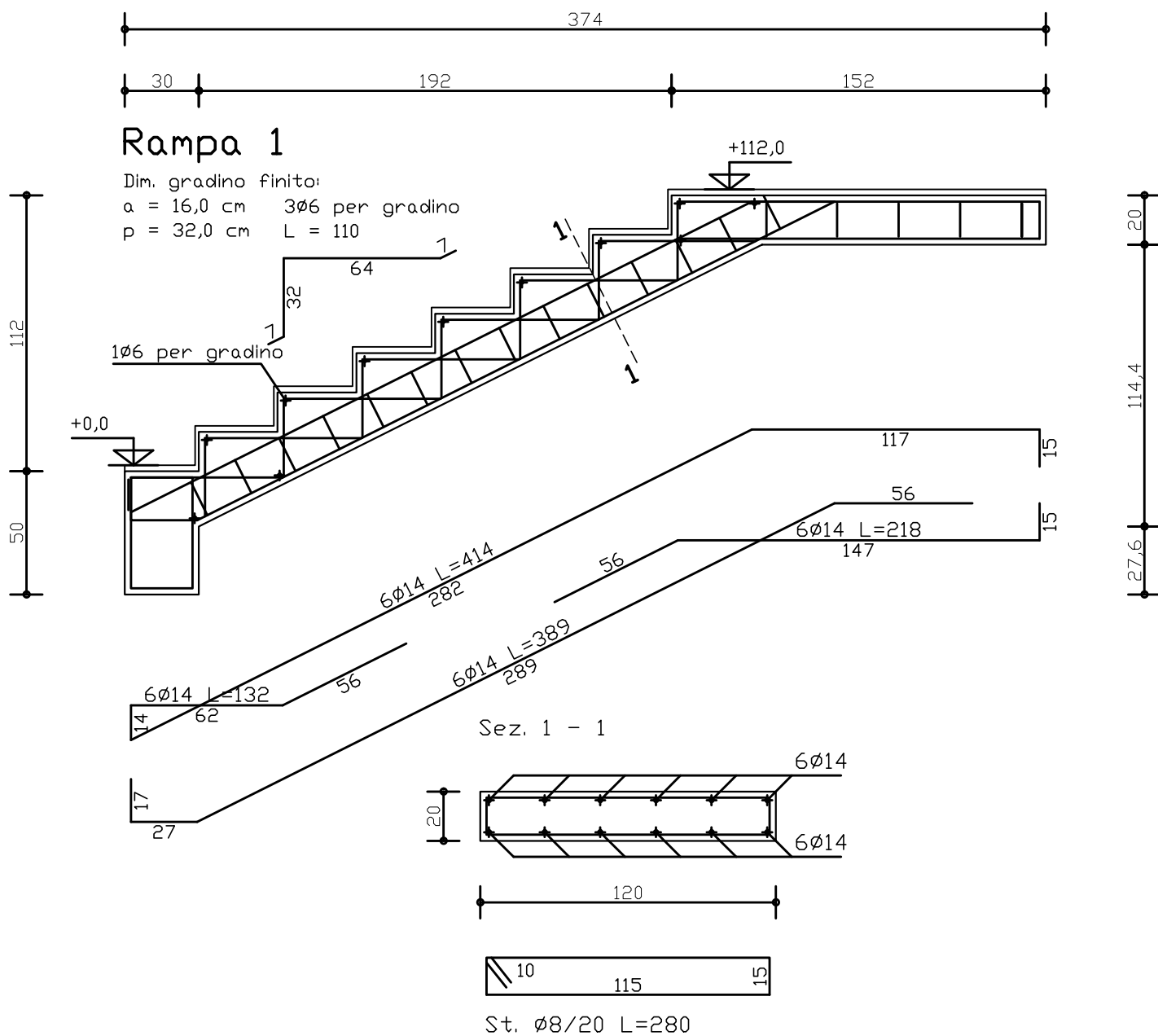
C.C. N. 1

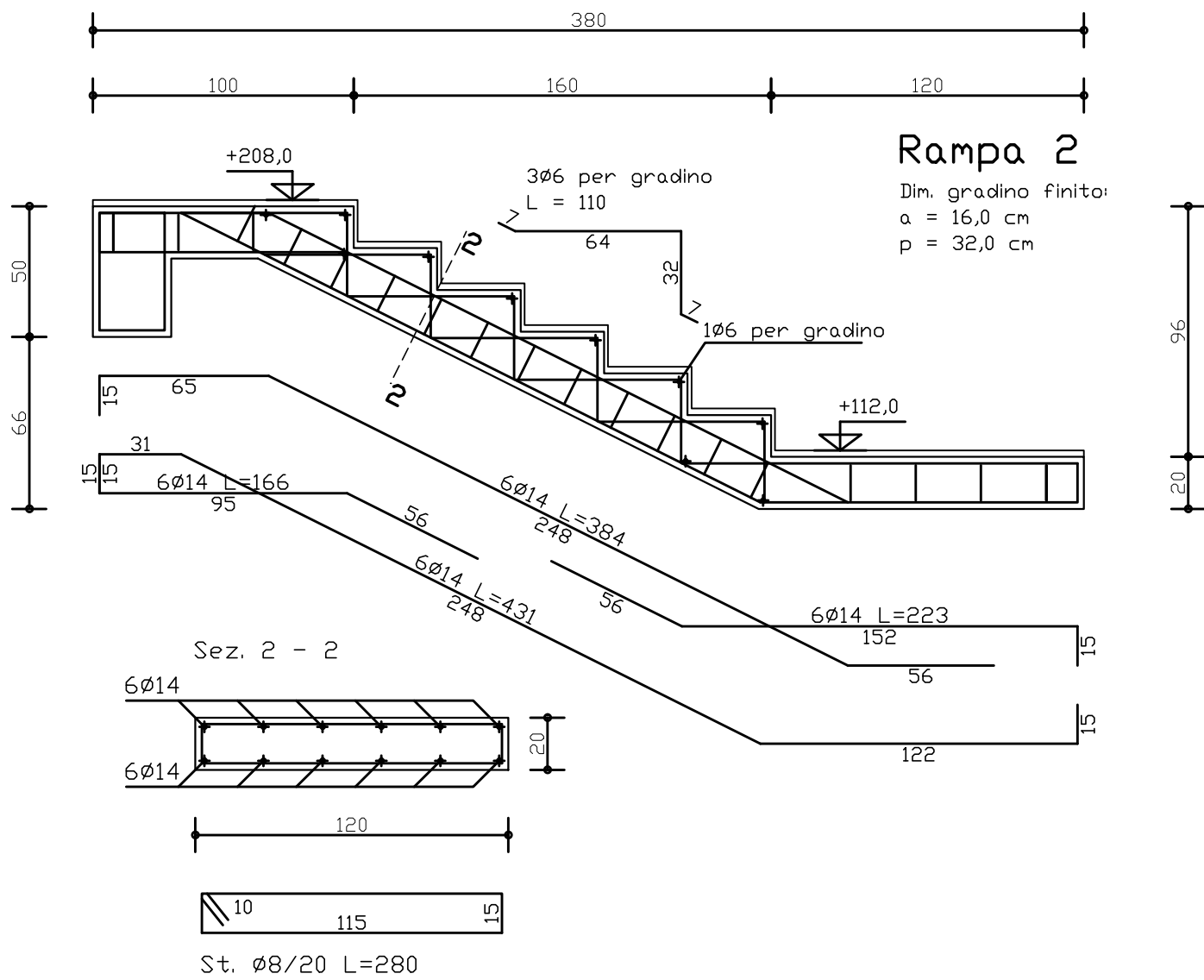


ELEMENTO	Tmax (kN)
Pianerottolo 1	15,44
Rampa	5,90
Pianerottolo 2	29,42



ELEMENTO	Mmax (kNm)
Pianerottolo 1	4,37
Rampa	8,63
Pianerottolo 2	18,93





## Dimensionamento pilastro e plinto

### ANALISI DEI CARICHI - PIANEROTTOLO

#### CARICHI PERMANENTI:

Peso Proprio:  $1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,20 \cdot 25,00$

$$G_1 = 5,00 \text{ kN/mq}$$

#### CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Intonaco (1,5cm) . . . . . = 0,30 kN/mq

Malta di allettamento (3,0cm) . . . . . = 0,50 "

Pavimento in marmo . . . . . = 0,80 "

Manto impermeabilizzante di asfalto e simili . . . . . = 0,30 "

-----  
 $G_2 = 6,90 \text{ kN/mq}$

#### CARICHI VARIABILI DI BREVE DURATA:

Balconi, ballatoi, scale, sale convegni, cinema . . . . .  $Q_{k1} = 4,00 \text{ kN/mq}$

### ANALISI DEI CARICHI - RAMPA

#### CARICHI PERMANENTI:

Peso Proprio:  $1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,20 \cdot 25,00$

$$G_1 = 5,00 \text{ kN/mq}$$

#### CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Intonaco (1,5cm) . . . . . = 0,30 kN/mq

Malta di allettamento (3,0cm) . . . . . = 0,50 "

Pavimento in marmo . . . . . = 0,80 "

Manto impermeabilizzante di asfalto e simili . . . . . = 0,30 "

-----  
 $G_2 = 6,90 \text{ kN/mq}$

#### CARICHI VARIABILI DI BREVE DURATA:

Balconi, ballatoi, scale, sale convegni, cinema . . . . .  $Q_{k1} = 4,00 \text{ kN/mq}$

La sezione di un pilastro soggetto a compressione semplice deve soddisfare la seguente condizione:

$$A_{pil} = N / (0.8 \times f_{cd})$$

$A_{pil}$  = area sezione pilastro;

$N$  = carico agente sul pilastro;

$f_{cd}$  = resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo. (141 Kg/cm<sup>2</sup> per RCK300)

Considerando che il dimensionamento a compressione semplice non tiene conto della presenza di momento flettente e che il pilastro è soggetto a una rottura di tipo fragile (è bene quindi che non lavori ai limiti delle sue possibilità), conviene amplificare la sezione minima prevista dalla normativa attraverso un coefficiente di sicurezza minore di 0.8. Ad esempio  $A_{pil} = N / (0.6 \div 0.7 \times f_{cd})$ .

Carico gravante sul pianerottolo:

$$G_k = (G_{rampa} / 2 + Q_{krampa} / 2) \times 2 + G_{pianerottolo} = 6,90 + 4,00 + 6,90 = 17,80 \text{ kN/mq}$$

$$Q_k = 4,00 \text{ kN/mq}$$

$$\text{Carico complessivo} = N = G_k + Q_k = 21,80 \text{ kN/mq} \times \text{sup. pianerottolo} = 21,8 \times 1,25 \times 1,20 = 32,70 \text{ kN} = 3270 \text{ kg}$$

$$A_{pli} = 3270 / (0.6 \times 141) = 38,65 \text{ cm}^2 \text{ -----} \rightarrow \text{pilastro } 40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$$

## PLINTO DI FONDAZIONE

### MATERIALI

#### Acciaio: B450C

$E = 2060000 \text{ daN/cm}^2$ ,  $F_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$ ,  $f_{sd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$

#### Calcestruzzo: C25/30

$R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$ ,  $E = 314470 \text{ daN/cm}^2$ ,  $f_{cd} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$ ,  $f_{ctm} = 25,6 \text{ daN/cm}^2$ ,  $f_{ctd} = 11,9 \text{ daN/cm}^2$

#### Sollecitazioni alla base del pilastro

Cmb.	Plin.	Tipo	Vx (daN)	Vy (daN)	N (daN)	Mx (daN cm)	My (daN cm)	T (daN cm)
1	1	SLU A1 sism.	0,0	0,0	-3270,0	0,0	0,0	0,0

#### Sollecitazioni alla base della fondazione

Cmb.	Plin.	Tipo	Vx (daN)	Vy (daN)	N (daN)	Mx (daN cm)	My (daN cm)	T (daN cm)
1	1	SLU A1 sism.	0,0	0,0	-7320,0	0,0	0,0	0,0

#### Pressione sul terreno ai vertici della base (daN/cm<sup>2</sup>):

Cmb.	Plin.	Tipo	P1 (x=90, y=90)	P2 (x=90, y=-90)	P3 (x=-90, y=-90)	P4 (x=-90, y=90)	Note
1	1	SLU A1 sism.	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23	Tutta compressa

Pressione massima = -0,23 daN/cm<sup>2</sup> (Cmb. n. 1 Plinto n. 1)

## VERIFICHE DEL PLINTO

Verifica della base di fondazione.

Copri ferro = 5,0 cm

Sezioni maggiormente sollecitate: tangenti alla sagoma del pilastro.

#### Direzione X.

Tipo sezione: equivalente rettangolare ( B = 180,0 H = 50,0 )

Sezioni verificate: Sez.1-1 ( x = 20,0 ), Sez.2-2 ( x = -20,0 )

Armatura inferiore = 12,06 cm<sup>2</sup> ( 6 Ø 16 ) -----> 7 Ø 16

Armatura superiore = 12,06 cm<sup>2</sup> ( 6 Ø 16 ) -----> 7 Ø 16

#### Sez. 1-1 ( x = 20,0 )

Risultato Med/Mu più gravoso nel plinto n. 1 in Cmb. 1 (SLU A1 sism.)

Med = 44508,3 daN cm, Mu = 2040623,0 daN cm, Med/Mu = 0,022 < 1 Ok

#### Sez. 2-2 ( x = -20,0 )

Risultato Med/Mu più gravoso nel plinto n. 1 in Cmb. 1 (SLU A1 sism.)

Med = 44508,3 daN cm, Mu = 2040623,0 daN cm, Med/Mu = 0,022 < 1 Ok

#### Direzione Y.

Tipo sezione: equivalente rettangolare ( B = 180,0 H = 50,0 )

Sezioni verificate: Sez.3-3 ( y = 20,0 ), Sez.4-4 ( y = -20,0 )

Armatura inferiore = 12,06 cm<sup>2</sup> ( 6 Ø 16 ) -----> 7 Ø 16

Armatura superiore = 12,06 cm<sup>2</sup> ( 6 Ø 16 ) -----> 7 Ø 16

#### Sez. 3-3 ( y = 20,0 )

Risultato Med/Mu più gravoso nel plinto n. 1 in Cmb. 1 (SLU A1 sism.)

Med = 44508,3 daN cm, Mu = 2040623,0 daN cm, Med/Mu = 0,022 < 1 Ok

#### Sez. 4-4 ( y = -20,0 )

Risultato Med/Mu più gravoso nel plinto n. 1 in Cmb. 1 (SLU A1 sism.)

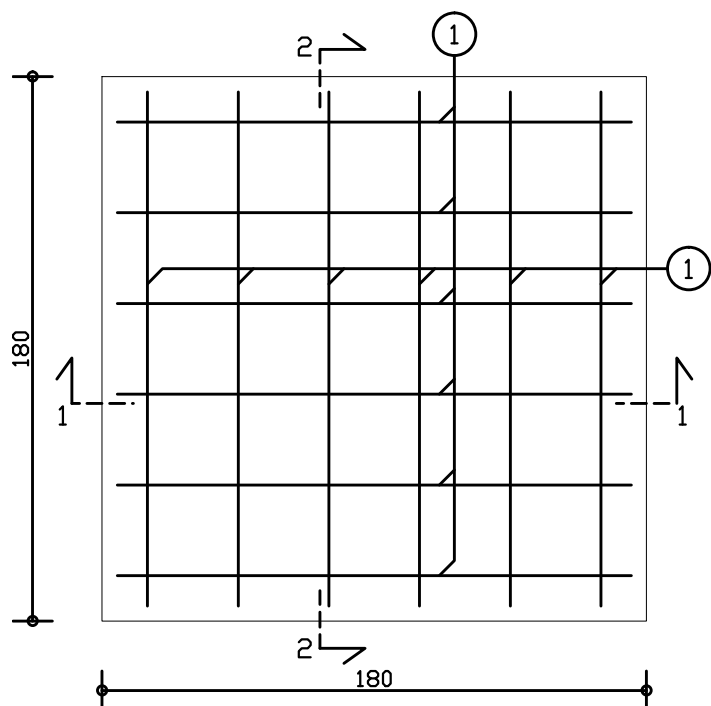
Med = 44508,3 daN cm, Mu = 2040623,0 daN cm, Med/Mu = 0,022 < 1 Ok



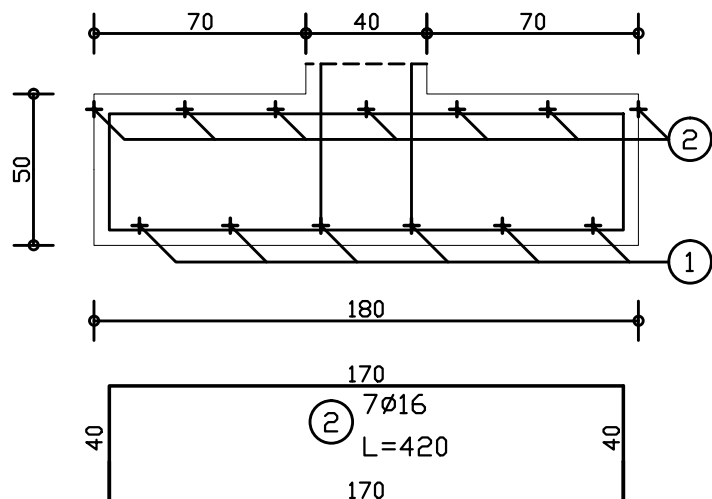
# PLINTO 1

plinto 180 x 180

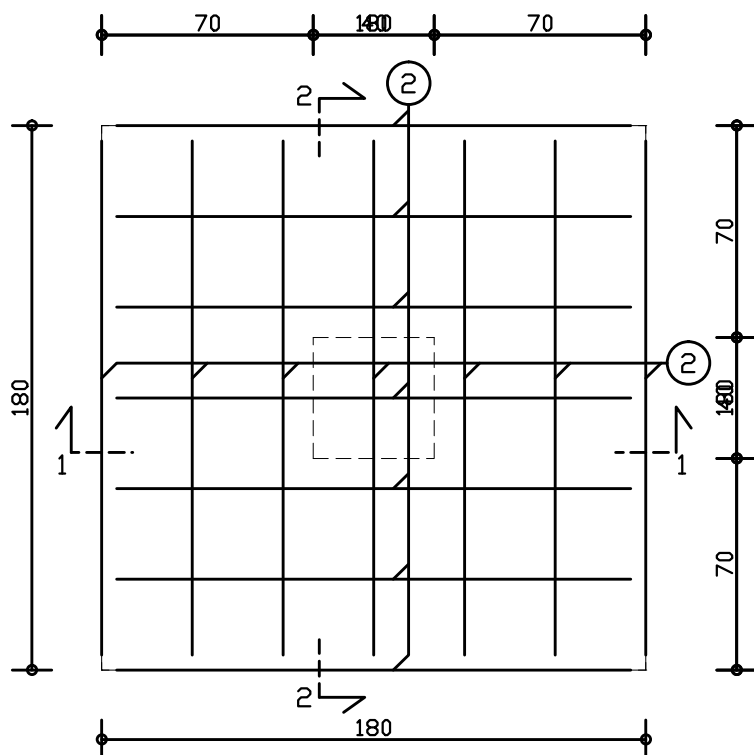
Pianta armatura inferiore



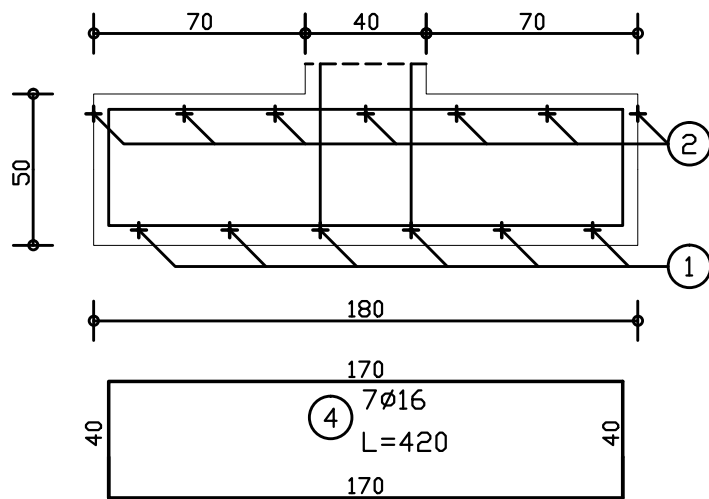
Sezione 1-1



Pianta armatura superiore

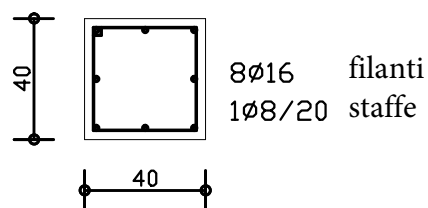


Sezione 2-2



Pos.	Num.	Ø (mm)	L (cm)
1	7	16	420
2	7	16	420

Pilastro



DIMENSIONAMENTO ZAVORRA PANNELLI FTV LASTRICO

## RELAZIONE DI VERIFICA SOLAIO per allocazione pannelli con zavorra

La posa in opera dei pannelli può avvenire sia con zavorre o con il fissaggio dei supporti dei moduli al solaio:

### 1 – Fissaggio

Questo procedimento consta di:

- a) fissaggio al solaio in c.c.a. il numero necessario di perni filettati in acciaio inox M8 mediante resina sintetica tipo “Hilti”, rispettando le procedure previste nella scheda tecnica allegata alla fornitura del pannello.
- b) sigillo delle basi dei perni ripristinando la continuità degli strati impermeabilizzanti e procedere al riempimento degli eventuali fori di carotaggio con materiale resiliente e impermeabilizzante da esterno.
- c) fissaggio ai perni le staffe di sostegno delle traverse porta-moduli (come da particolare grafico allegato alla relazione tecnica), utilizzando dadi M8 e rosette a corona in acciaio inox.
- d) montaggio delle traverse (eliminando le eventuali parti di perni in eccesso) e dei moduli fotovoltaici (con l’orientamento e la giacitura previsti).



1.1 Fissaggio alla copertura –  
esempio di ancoraggio con resina  
chimica HIT-RE 500 con barra  
filettata in acciaio inox M10

Pregi: Pesi limitati, 35 – 40 kg/mq facilità di montaggio

Difetti: fori nell’impermeabilizzazione dei tetti piani

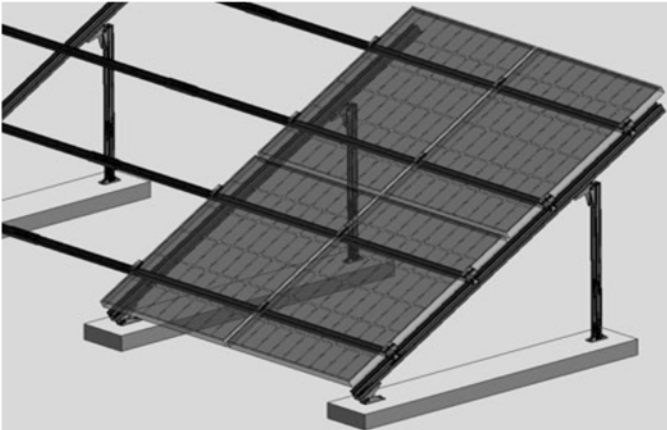
### 2 – Zavorra

Le zavorre verranno collocate trasversalmente alla direzione dei travetti e in modo che poggino su più elementi contemporaneamente, così da distribuire il loro peso; le zavorre sono realizzate in c.c. e vengono poggiate sulla copertura interponendo uno strato di materiale resiliente (gomma, neoprene, etc.) per distribuirne l’appoggio sull’impermeabilizzazione esistente e, quindi, ancorate alle traverse metalliche della struttura di sostegno in modo stabile (imbullonate). Le zavorre hanno sia il compito di contrastare l’azione del vento sui pannelli sia di ancorare l’impianto alla superficie di appoggio nel caso in cui, come probabilmente quello in oggetto, il solaio non sia dotato di caldana di ripartizione dei carichi.

Pregi: Impermeabilizzazioni integre

Difetti: Pesi significativi 200 kg/mq

Appoggio con zavorre



**Di seguito viene sviluppata la prima ipotesi:**

#### Verifiche statiche

Di seguito vengono riportate le due verifiche statiche condotte:

- 1) per portanza solaio: nella **prima verifica** è stato accertato che il solaio di copertura praticabile possa sopportare il **carico determinato dalla nuova sovrastruttura del solaio (pannelli, neve, lastre isolamento e guaina bituminosa)**;
- 2) per ribaltamento: nella **seconda verifica** è stato analizzato un singolo elemento (modulo + struttura + zavorra) sotto l'**azione del vento** per accertare se le zavorre utilizzate sono idonee alla sicurezza e stabilità del manufatto.

#### 1) Portanza solaio:

Dalla relazione sulla verifica di idoneità statica al fabbricato ex-CIFDA, recentemente redatta dall'Ing. Bolettieri e agli atti dell'ALSIA è testualmente riportato:

2) Solaio calpestio TERRAZZA		(H = 16+4 = 20 cm)	
<b>G1)</b>	carichi permanenti strutturali		
-	peso proprio solaio		
	soletta: $1 \times 1 \times 0,04 \times 2.500 =$	100	
	travetti: $2 \times (0,12 \times 0,20 \times 2.500) \times (100/112) =$	107	
	laterizi $44 \times 25 \times 16h$ (2 file da 4): $2 \times 4 \times 10 \times (100/112) =$	71	
	<b>totale G1</b>	<b>279</b>	daN/mq = kg/mq
<b>G2)</b>	carichi permanenti non strutturali		
-	pavimento in lastroni di cls		
	$1 \times 1 \times 0,04 \times 2.200 =$	88	
-	massetto pendenze in malta di calce (v. par. 3.1.3.1 NTC 2008)		
	spessore medio 6 cm: $1 \times 1 \times 0,06 \times 1.800 =$	108	
-	controsoffitto laterizio h = 9 cm	45	
-	intonaco in malta di calce (v. par. 3.1.3.1 NTC 2008)		
	$1 \times 1 \times 0,015 \times 1.800 =$	27	
	<b>totale G2</b>	<b>268</b>	daN/mq = kg/mq
	<b>totale G1 + G2 =</b>	<b>547</b>	daN/mq = kg/mq
<b>Q1)</b>	carichi variabili		
-	(v. par. 3.1.4 NTC 2008)		
	coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione: cat. H1	50	
	<b>totale Q1</b>	<b>50</b>	daN/mq = kg/mq
	<b>totale G1 + G2 + Q1 =</b>	<b>597</b>	daN/mq = kg/mq

ovvero che il solaio su cui andrà realizzato l'impianto fotovoltaico è stato progettato quale copertura non praticabile (carichi variabili=50 daN/mq).

Poiché, nel progetto in corso, è previsto lo svellimento del preesistente pavimento in cls con relativo massetto [in quanto verranno posati in opera di nuovi materiali (guaina bituminosa+pannello isolamento da 3 cm)] si avrà un alleggerimento di complessivi  $108+88=196$  daN/mq.

#### Caratteristiche del pannello da montare, Dimensioni e peso

Dimensioni modulo:

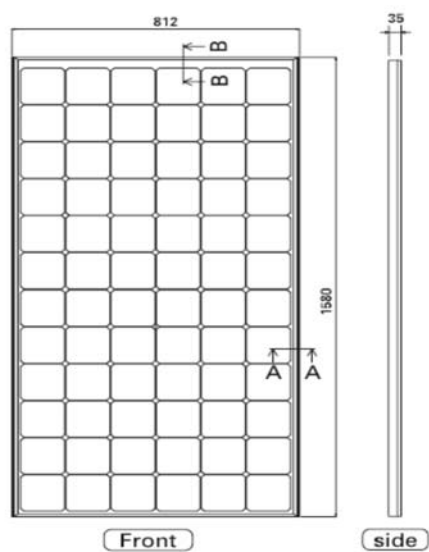
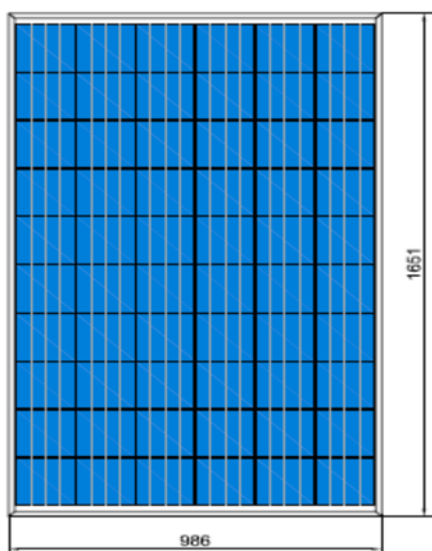
(Larg x Lungx spess) 986x1651x46 mm - Peso del modulo: 22 kg

Dimensioni modulo:

(Larg x Lungx spess) 812x1580x35 mm -Peso del modulo: 15 kg

Dimensioni: variabili

Peso dei moduli: tra 15 e 25 kg



Dall'esame della verifica di idoneità statica all'edificio ex CIFDA, recentemente redatta da Ing. Bolettieri ed acquisita agli atti dell'ALSIA, si evince che per il solaio su cui andrà posizionato l'impianto fotovoltaico è lecito considerare carichi variabili riferiti a copertura non praticabile ( $=50 \text{ kg/mq}$ ). Considerato che il solaio, da progetto, viene "alleggerito" di un sovraccarico permanente pari a  $196 \text{ Kg/mq}$ , deve risultare che:  
(carico pannelli + struttura di sostegno + carico neve + nuovi materiali) < (sovracc. perm + sovracc. accid)

La struttura da realizzare (costituita dal modulo fotovoltaico, dal cavalletto di sostegno, dalle zavorre) ha un peso complessivo (somma dei pesi propri) di circa  $231 \text{ Kg}$  distribuito su un'area di circa  $1,63 \text{ mq}$ . Assumendo una distribuzione uniforme del carico **al mq., si ottiene:  $231/1,63 = 141,72 \text{ kg/mq}$ .**

**A tanto si deve aggiungere il sovraccarico neve ( $=48 \text{ kg/mq}$ ), la guaina ( $=10 \text{ kg/mq}$ ) e il pannello isolante ( $=15 \text{ kg/mq}$ ) per complessivi  $73 \text{ kg/mq}$ .**

Si ottiene un **carico specifico agente sul solaio, pari a  $231,22 \text{ kg/mq}$  (ossia  $141,72 + 73 \text{ Kg/mq}$ ), che risulta inferiore al sovraccarico perm+accid ( $196+50=246 \text{ kg/mq}$ ).**

La verifica risulta soddisfatta.

## **2) Verifica ribaltamento**

### Azione del vento

Località: BERNALDA

Provincia: MATERA

Regione: BASILICATA

Coordinate GPS:

Latitudine :  $40,40700 \text{ N}$

Longitudine:  $16,68800 \text{ E}$

Altitudine s.l.m.:  $126,0 \text{ m}$

Zona: 3

Velocità di riferimento:  $27 \text{ m/s}$

Pressione del vento:  $p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

$q_b = 455 \text{ N/mq}$  pressione cinetica

$c_e$  = coeff. di esposizione

$c_p$  = coeff. di forma

$c_d$  = coeff dinamico

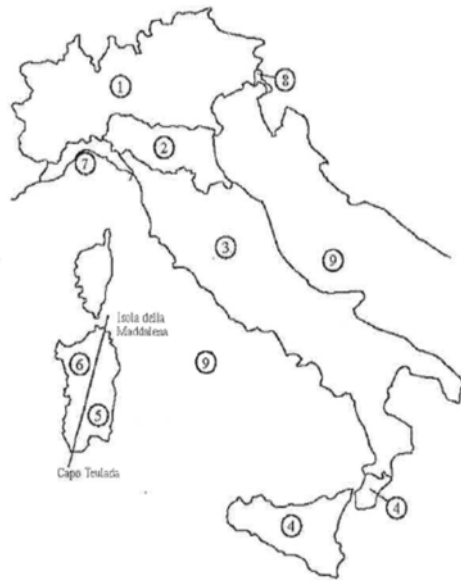


Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Classe di rugosità del terreno: B [Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: tipo III (  $K_r = 0.20$ ;  $Z_0 = 0.10$  m;  $Z_{min} = 5$  m )

Pressione cinetica di riferimento ( $q_b$ ) = 46 daN/mq

Coefficiente di forma ( $C_p$ ) = 1.00

Coefficiente dinamico ( $C_d$ ) = 1.00

Coefficiente di esposizione ( $C_e$ ) = 2.43

Coefficiente di esposizione topografica ( $C_t$ ) = 1.00

Pressione del vento (  $p = q_b C_e C_p C_d$  ) = 111 daN/mq

#### Carico neve

$$q_s = \mu q_{sk} C_t C_e$$

$\mu$  = Coeff. Di forma

$q_{sk}$  = valore caratteristico neve al suolo

Zona : 3

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/mq}$$

$C_e = 1$  coeff di esposizione

$C_t = 1$  coeff. Termico

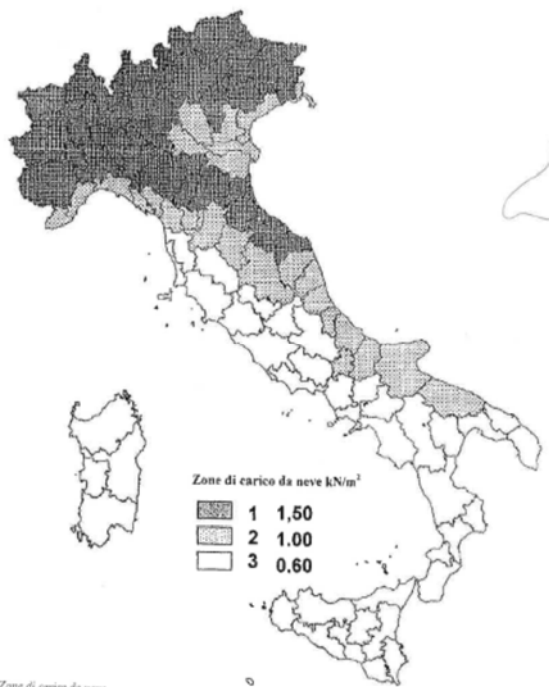


Fig. 3.4.1 – Zone di carico da neve

Valore caratteristico del carico al suolo

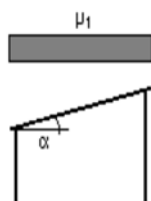
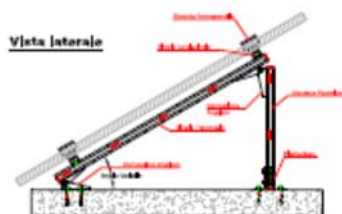
( $q_{sk} C_e$ ) = 60 daN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda =  $0^\circ$

$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q = 48 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



**$Q = 48 \text{ daN/mq}$**

### Valutazione delle dimensioni delle zavorre

#### • **Verifica di resistenza all'azione del vento**

I moduli fotovoltaici installati sulla copertura di un edificio con superficie piana a Bernalda (MT) loc.tà Pantanello:

superficie di esposizione con vento da Nord e moduli inclinati di  $30^\circ$

• -si trascura l'effetto dello scivolamento.

La verifica è condotta sui moduli fotovoltaici disposti nelle condizioni più sfavorevoli (maggiormente esposti all'azione del vento).

Dati di calcolo:

- - dimensioni modulo: 1,644 m x 0,992 m
- - inclinazione modulo:  $30^\circ$ ;

Per ogni modulo si ipotizza l'utilizzo di n. 4 zavorre in calcestruzzo di dimensioni 0,25x0,25x0,30(h) m, cui corrisponde un peso complessivo di circa 187.50 Kg (= 4 x 46,88 Kg).

- -peso proprio totale:  $P_{ptot} = \text{modulo} + \text{struttura} (43.5) + \text{zavorre} (187.5) = 231,0 \text{ kg}$ ;
- -pressione del vento:  $P_v = 111 \text{ kg/mq}$ .



- -Carico neve :  $Q = 48 \text{ kg/mq}$ .

#### Azioni Ribaltanti

- - Forza del vento (applicata al centro del modulo fotovoltaico)
- **Fvento** =  $P_v \times S_{\text{modulo}} = 111 \text{ Kg/mq} \times 1,63 \text{ mq} \approx \mathbf{181 \text{ Kg}}$
- -Spinta ribaltante dovuta all'azione del vento sul modulo fotovoltaico
- -Spintarib =  $F_{\text{vento}} \times \sin 30^\circ = \mathbf{181 \text{ Kg}} \times \sin 30^\circ \approx 90,50 \text{ Kg}$
- - Braccio ribaltante
- **Brib** =  $(1,644 \text{ m} \times 0,5) = \mathbf{0,822 \text{ m}}$
- -**Momento ribaltante**
  - **Mrib** =  $\text{Spintarib} \times \text{Brib} = 90,50 \text{ Kg} \times 0,822 \text{ m} \approx \mathbf{74,39 \text{ Kgm}}$

#### Azioni Stabilizzanti

- Braccio stabilizzante (modulo + struttura)
- **Bstab(Mod.+Strutt.)** =  $1,66 \times \cos 30^\circ \times 0,50 \approx \mathbf{0,719 \text{ m}}$
- Braccio stabilizzante (zavorre posteriori)
- **Bstab(Zav. post.)**  $\approx \mathbf{1,42 \text{ m}}$
- Momento stabilizzante (modulo + struttura)
- **Mstab(Mod.+Strutt.)** =  $\text{Carico}(\text{Mod.+Strutt.}) \times \text{Bstab}(\text{Mod.+Strutt.}) = 43,5 \times 0,719 \text{ m} \approx \mathbf{31,27 \text{ Kgm}}$
- **Momento stabilizzante (zavorre posteriori)**
- **Mstab(Zav. post.)** =  $\text{Carico}(\text{zav. post.}) \times \text{Bstab}(\text{Zav. post.}) = 187,5/2 \times 1,42 \text{ m} \approx \mathbf{133,12 \text{ Kgm}}$
- **Momento stabilizzante totale**
- **M stab(Tot)** =  $\text{Mstab}(\text{Mod.+Strutt.}) + \text{Mstab}(\text{Zav. post.}) = 31,27 + 133,12 = \mathbf{146,39 \text{ kg m}}$

#### Verifica a ribaltamento

Si esegue una verifica al ribaltamento) impiegando i coefficienti F della Tab. 2.6.1 (DM2008) dello stato limite di corpo rigido (EQU). Avremo:

- Momento stabilizzante totale =  $164,39 \times 0,9 = 147,96 \text{ kgm}$
- Momento ribaltante totale =  $74,39 \times 1,5 = 111,58 \text{ kgm}$
- **M stab(Tot) > M Rib(Tot)**

La verifica risulta soddisfatta.