

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.**

CUP: J14D20000010001

**U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA  
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA  
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST**

**RI – OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA E STRADALE**

**MURI DI SOSTEGNO  
RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE**

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I N 1 A 2 0 D 2 6 C L R I 0 0 0 5 0 0 3 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	V. Reale	Gen. 2022	M. Rigo	Gen. 2022	C. Mazzocchi	Gen. 2022	A. Perego Gen. 2022



File: IN1A20D26CLR10005003A.docx

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	10
3.1	CALCESTRUZZO C30/37 .....	10
3.2	CALCESTRUZZO C25/30 .....	10
3.3	CALCESTRUZZO C12/15 .....	11
3.4	ACCIAIO DI ARMATURA PER C.A. ....	11
3.5	INCIDENZA ACCIAIO.....	12
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	13
5	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	14
6	CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE.....	16
6.1	DICHIARAZIONI SECONDO NTC 2018 – PAR. 10.2 – MICROSOFT EXCEL.....	16
6.2	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	16
7	CRITERI DI VERIFICA .....	18
7.1	VERIFICHE PER MURO DI SOSTEGNO.....	18
7.1.1	<i>Verifica allo scorrimento.....</i>	19
7.1.1	<i>Verifica al ribaltamento .....</i>	19
7.1.2	<i>Verifica di capacità portante dell'insieme fondazione-terreno (superficiale).....</i>	20
7.1.3	<i>Stima dei cedimenti immediati.....</i>	21
8	ANALISI DEI CARICHI – MURO DI SOSTEGNO .....	23
8.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA .....	23
8.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI G2 .....	23
8.3	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE .....	23
8.4	SPINTA DA SOVRACCARICHI PER TRAFFICO FERROVIARIO.....	25

8.5	SPINTA DA SOVRACCARICO AERODINAMICO DA FERROVIA .....	26
8.6	AZIONI DEL VENTO .....	27
8.6.1	<i>Pressione cinetica di riferimento</i> .....	27
8.6.2	<i>Velocità di riferimento</i> .....	28
8.6.3	<i>Velocità base di riferimento</i> .....	28
8.6.4	<i>Coefficiente di esposizione</i> .....	29
8.6.5	<i>Coefficiente di forma</i> .....	31
8.7	AZIONI SISMICHE .....	32
8.8	COMBINAZIONI DI CARICO .....	33
8.8.1	<i>Definizione dei carichi elementari</i> .....	34
9	RISULTATI DEL MODELLO – MURO DI SOSTEGNO .....	35
9.1	SOLLECITAZIONI E FATTORI DI SICUREZZA RISULTANTI “H= 0÷2 M” .....	35
9.2	SOLLECITAZIONI E FATTORI DI SICUREZZA RISULTANTI “H= 2÷3 M” .....	37
9.3	SOLLECITAZIONI E FATTORI DI SICUREZZA RISULTANTI “H= 3÷5 M” .....	38
9.4	SOLLECITAZIONI E FATTORI DI SICUREZZA RISULTANTI “H= 5÷7 M” .....	39
9.5	SOLLECITAZIONI E FATTORI DI SICUREZZA RISULTANTI “H= 7÷8.50 M” .....	40
10	VERIFICHE STRUTTURALI – MURO DI SOSTEGNO .....	41
10.1	DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE ALLO SLU .....	41
10.1.1	<i>Verifiche a flessione e pressoflessione</i> .....	41
10.1.1	<i>Verifiche a taglio</i> .....	42
10.2	DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE ALLO SLE .....	44
10.2.1	<i>Verifiche di deformabilità</i> .....	44
10.2.2	<i>Verifiche di fessurazione</i> .....	45
10.2.3	<i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i> .....	46
10.3	VERIFICHE PER MURO “H= 0÷2 M” .....	47
10.3.1	<i>Paramento verticale</i> .....	47

10.3.2	Soletta di fondazione .....	52
10.4	VERIFICHE PER MURO “H= 2÷3 M” .....	57
10.4.1	Paramento verticale .....	57
10.4.2	Soletta di fondazione .....	62
10.5	VERIFICHE PER MURO “H= 3÷5 M” .....	67
10.5.1	Paramento verticale .....	67
10.5.2	Soletta di fondazione .....	72
10.6	VERIFICHE PER MURO “H = 5÷7 M” .....	77
10.6.1	Paramento verticale .....	77
10.6.2	Soletta di fondazione .....	82
10.7	VERIFICHE PER MURO “H = 7÷8.50 M” .....	87
10.7.1	Paramento verticale .....	87
10.7.2	Soletta di fondazione .....	92
11	VERIFICHE GEOTECNICHE – MURO DI SOSTEGNO .....	97
11.1	VERIFICHE PER MURO “H= 0÷2 M” .....	97
11.2	VERIFICHE PER MURO “H= 2÷3 M” .....	100
11.3	VERIFICHE PER MURO “H= 3÷5 M” .....	103
11.4	VERIFICHE PER MURO “H=5÷7 M” .....	106
11.5	VERIFICHE PER MURO “H=7÷8.50 M” .....	109

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva di opere strutturali relative all'Ingresso Est al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Verona - Padova.

L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Verona - Padova.

In questo documento si tratta la progettazione strutturale dei muri di sostegno a fondazione diretta: essa sarà realizzata, in corrispondenza dell'interferenza del tracciato della linea ad Alta Capacità con il raccordo tra il Quadrante Europa e Verona P.V. Il corridoio interessato dall'inserimento dei binari AV/AC è attraversato dalle linee Brennero-Verona e Bologna-Verona. I due nuovi binari veloci MI-VE transiteranno sullo scavalco in costruzione per portarsi nella parte sud del piazzale di stazione a Verona Porta Nuova, per poi proseguire in affiancamento alla Linea Storica Milano-Venezia fino ad arrivare a Verona Porta Vescovo. La costruzione dei muri di sostegno è accompagnata dalla costruzione della galleria artificiale, rilevati e trincee.



**Figura 1.1 – Ubicazione muri di sostegno**

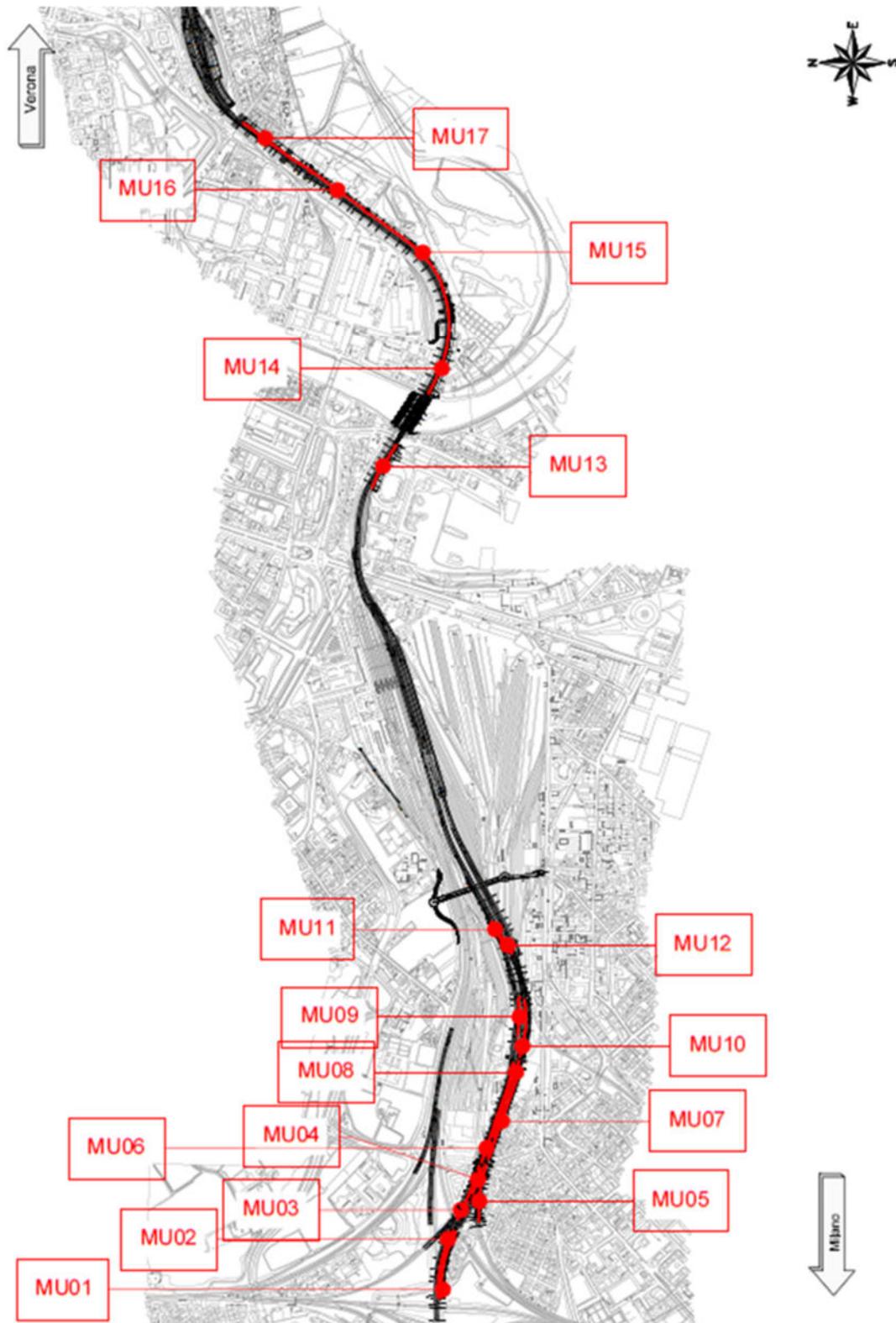


Figura 1.2 – Planimetria con ubicazione muri

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	7 di 111

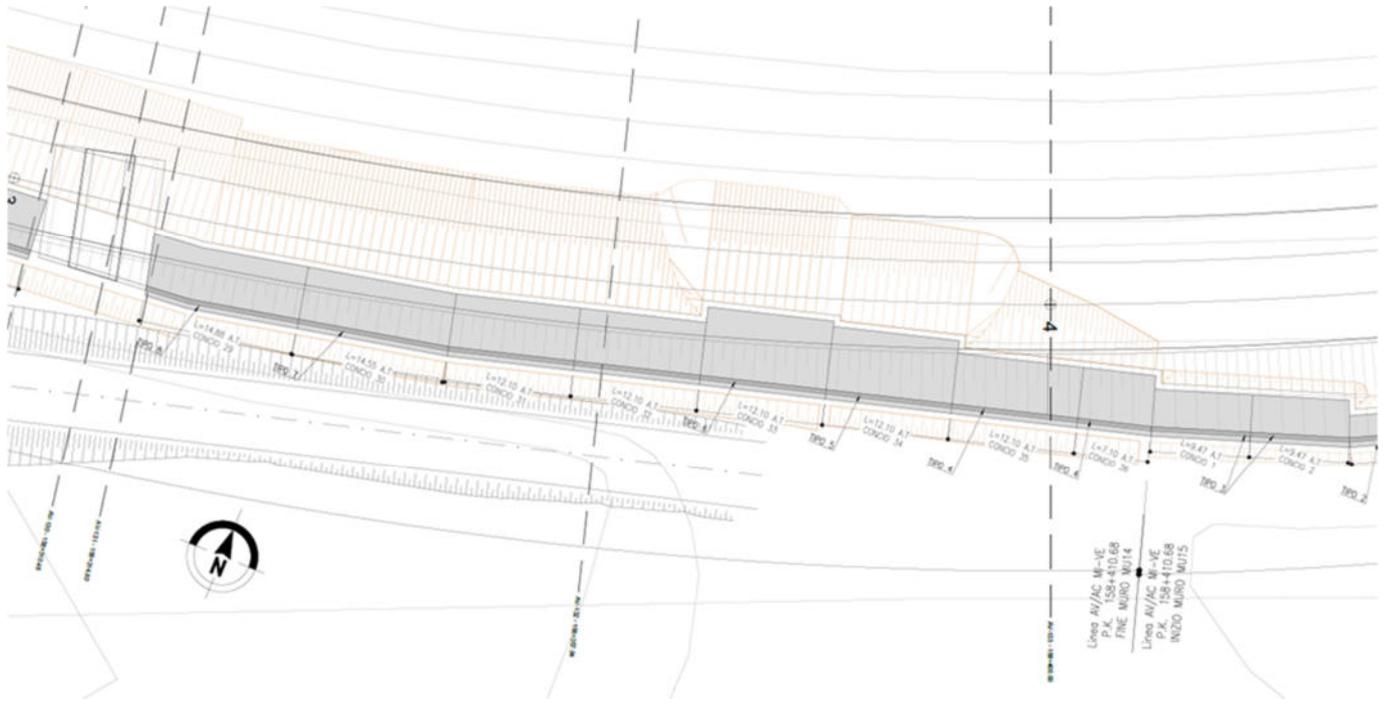
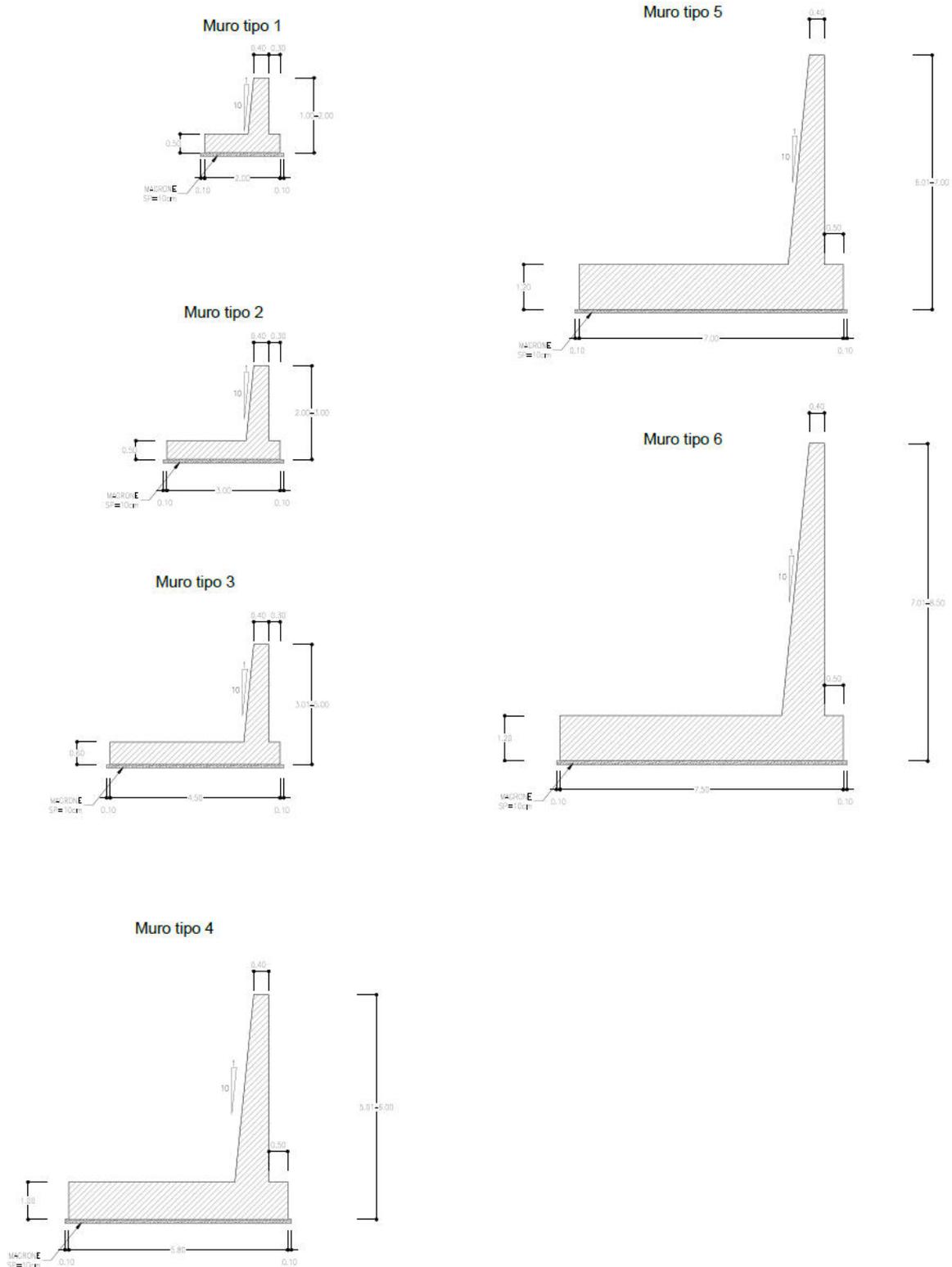


Figura 1.3 – Stralcio planimetrico di esempio con pianta scavi



**Figura 1.4 – Sezioni trasversali**

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE</b>	<b>COMMESSA</b> IN1A	<b>LOTTO</b> 20	<b>CODIFICA</b> D26CL	<b>DOCUMENTO</b> RI 00 05 003	<b>REV.</b> A

## 2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate e conformi alle normative vigenti:

- Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»;
- Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 11 febbraio 2019, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»;
- RFI DTC SI MA IFS 001 E – Manuale di progettazione RFI Opere Civili e relative parti e sezioni;
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4);
- Regolamento UE N.1299/2014 della commissione del 18 Novembre 2014 e successivo Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 della commissione del 16 Maggio 2019;
- UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici;
- UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti;
- UNI EN 1992-1-1 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 206-1-2016 – Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- UNI EN 1997-1: 1994 – Progettazione geotecnica;
- RFI DTC SI PS SP IFS del 31/12/2020 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per quanto concerne i materiali impiegati, si è scelto di usare un calcestruzzo di classe C30/37 per gli elementi di soletta, piedritti, un calcestruzzo C25/30 per i pali di fondazione, un calcestruzzo C12/15 per gli elementi di magrone ed un acciaio B450C per barre di armatura.

Le tensioni limite del cls e dell'acciaio seguiranno le indicazioni RFI.

#### 3.1 Calcestruzzo C30/37

- $\gamma$  = peso specifico = 25.00 kN/m<sup>3</sup>
- Classe di resistenza = C30/37
- Classe di esposizione ambientali = XC2
- $R_{ck}$  = resistenza cubica = 37.00 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica =  $0.83 R_{ck} = 30.00$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8 = 38.00$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{cd}$  = resistenza di calcolo a compressione =  $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 30/1.5 = 17.0$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ctm}$  = resistenza a trazione media =  $0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 2.90$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ctm}$  = resistenza a traz. per flessione media =  $1.20 * f_{ctm} = 3.63$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ctk}$  = resistenza a traz. per flessione caratt. =  $0.70 * f_{ctm} = 2.12$  N/mm<sup>2</sup>
- $E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e  $0.40f_{cm} = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 33345$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_c$  = Resistenza a compressione (Comb. Rara) =  $0.55 * f_{ck} = 16.50$  N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_c$  = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) =  $0.40 * f_{ck} = 12.00$  N/mm<sup>2</sup>
- Copriferro  $\geq 50$  mm

#### 3.2 Calcestruzzo C25/30

- $\gamma$  = peso specifico = 25.00 kN/m<sup>3</sup>
- Classe di resistenza = C25/30
- Classe di esposizione ambientali = XC2
- $R_{ck}$  = resistenza cubica = 30.00 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica =  $0.83 R_{ck} = 25.00$  N/mm<sup>2</sup>

- $f_{ctm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8 = 33.00 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd}$  = resistenza di calcolo a compressione =  $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.20 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctm}$  = resistenza a trazione media =  $0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cfm}$  = resistenza a traz. per flessione media =  $1.20 * f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk}$  = resistenza a traz. per flessione caratt. =  $0.70 * f_{ctm} = 2.15 \text{ N/mm}^2$
- $E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e  $0.40f_{cm} = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 31475 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_c$  = Resistenza a compressione (Comb. Rara) =  $0.55 * f_{ck} = 13.75 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_c$  = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) =  $0.40 * f_{ck} = 10.00 \text{ N/mm}^2$
- Copriferro  $\geq 50 \text{ mm}$

### 3.3 Calcestruzzo C12/15

- $\gamma$  = peso specifico =  $25.00 \text{ kN/m}^3$
- Classe di resistenza = C12/15
- Classe di esposizione ambientali = XC0
- $R_{ck}$  = resistenza cubica =  $15.00 \text{ N/mm}^2$

### 3.4 Acciaio di armatura per c.a.

- Tipo = B 450 C
- $\gamma_a$  = peso specifico =  $78.50 \text{ kN/m}^3$
- $f_{yk,min}$  = minima tensione caratteristica di snervamento =  $450 \text{ N/mm}^2$
- $f_{tk,min}$  = minima tensione caratteristica di rottura =  $540 \text{ N/mm}^2$
- $(f_t/f_y)_{k,min}$  = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15
- $(f_t/f_y)_{k,max}$  = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35
- $(f_y/f_{y,nom})_k$  = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25
- $(A_{gt})_k$  = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.50 %
- $\varphi_{min}$  = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm
- $\varphi_{max}$  = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm
- E = modulo di elasticità dell'acciaio =  $206000 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma_s$  = tensione di trazione massima (Comb. Rara) =  $0.75 * f_{yk} = 337.50 \text{ N/mm}^2$
- $\alpha_T$  = coefficiente di dilatazione termica =  $0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

### 3.5 Incidenza acciaio

In base alle analisi strutturali che seguiranno, si definiscono le seguenti incidenze:

- Magrone: 3 kg/m<sup>3</sup>
- Soletta in elevazione: 150 kg/m<sup>3</sup>
- Piedritti: 150 kg/mc

#### 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

La stratigrafia ed i parametri geotecnici sono stati ricavati dalla relazione geotecnica a cui si rimanda per ogni ulteriore dettaglio. La zona geotecnica è caratterizzata da un primo strato di deposito antropico (chiamato MR, ovvero una ghiaia poligenica, sabbiosa e debolmente limosa), al di sotto è presente uno strato di ghiaia poligenica (chiamato GP, anch'essa sabbiosa e debolmente limosa). I parametri geotecnici assunti in fase di progetto, in via cautelativa, sono:

<i>Caratteristiche dei terreni</i>						
<i>tipo</i>	<i>s</i>	<i>γ</i>	<i>c</i>	<i>φ</i>	<i>k<sub>0</sub></i>	<i>E</i>
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[°]	[°]	[MPa]
Rilevato	-	19,00	0,00	36	0,412	50
MR	0 - 34	19,00	0,00	41	0,344	81
AL	34 - 37	19,00	12,00	24	0,560	1
GP	> 37	19,00	0,00	39	0,370	78

Il regime di spinte presenti sull'opera non è influenzato dalla falda.

## 5 DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

Il valore dell’accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo con le norme vigenti [NTC 2018 – 3.2]. L’opera viene progettata in funzione di una vita nominale pari a 75 anni [manuale RFI, MA IFS 001 A – cap.2.5.1.1.1] relativa a “altre opere nuove a velocità < 250 Km/h” e rientra nella classe d’uso IV [manuale RFI, MA IFS 001 A – cap.2.5.1.1.2] relativa a “opere d’arte del sistema di grande viabilità ferroviaria”.

Moltiplicando la vita nominale per il coefficiente di classe d’uso [definito in NTC – 2.4.3] si valuta il periodo di riferimento per l’azione sismica:  $V_R = V_N \cdot C_u = 75 \cdot 2 = 150 \text{ anni}$

In funzione dello stato limite rispetto al quale viene verificata l’opera, si definisce una probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento. Per il progetto dell’opera in esame si farà riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), a cui è associata una PVR pari al 10% [NTC – Tabella 3.2.I]. Nota le probabilità di superamento è possibile valutare il periodo di ritorno TR, come previsto nell’allegato A delle norme:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{150}{\ln(1 - 0.10)} = 1424 \text{ anni}$$

Per il calcolo dell’azione sismica si è utilizzato il metodo dell’analisi pseudostatica [NTC – 7.11.6.2.1] in cui l’azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k, dipendente dall’accelerazione massima al sito  $a_g$  in condizioni rocciose e topografia orizzontale; tale parametro è uno dei tre indicatori che caratterizza la pericolosità sismica del sito ed è tanto più alto tanto più è ampio il periodo di ritorno al quale si riferisce. Nel caso in esame (SLV), risulta:  $a_g = 0.233 g$

Per la definizione delle azioni derivanti dal sisma, è necessario valutare l’effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell’azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull’individuazione dei categorie di sottosuolo e categorie topografiche di riferimento. Nel caso in esame, la categoria di suolo di fondazione è stata definita sulla base della conoscenza di  $V_{s,30}$ , ricavato dalle indagini sismiche eseguite nelle campagne geognostiche. In particolare, nel caso in esame si considera una categoria di suolo di tipo B. Per quanto riguarda le condizioni topografiche, si può far riferimento ad una superficie pianeggiante (categoria T1). In definitiva i coefficienti stratigrafico e topografico previsti dalla norma possono essere considerati i seguenti:  $S_s = 1.17$  ;  $S_T = 1.00$

Per quanto riguarda il calcolo della spinta di terreno eventuale e sovraccarichi in condizioni sismiche, è stata applicata la formula di Mononobe-Okabe. Anch’essa si rifà all’analisi dell’equilibrio limite di un cuneo di terreno instabile a contatto con l’opera di sostegno, con superficie di scorrimento piana. Il metodo tiene conto della forza d’inerzia della massa del cuneo instabile, considerata applicata nel baricentro del cuneo stesso, derivante

dall'accelerazione sismica. A tale scopo, nella definizione del coefficiente di spinta attiva, il metodo considera un angolo di rotazione addizionale:  $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1+k_v}\right)$

Per cui l'espressione del coefficiente di spinta attiva  $k_{a,s}$  si modifica come segue:

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right)^2 \right]}$$

- S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica, dettati da  $S_S$  e  $S_T$ ;
- H è l'altezza sulla quale agisce la spinta.

Ai sensi delle NTC 2018, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di applicazione della spinta statica (H/3). La spinta del terreno a tergo del muro in condizioni sismiche, pertanto, si valuta semplicemente sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche ( $k_a$ ) il coefficiente  $k_{a,s}$  sopra definito, per avere una spinta pari a:  $Sa = 0.5 \cdot \gamma' \cdot k_{a,s} \cdot H^2$

In accordo con il Capitolo 7.11.6.2.1 delle NTC2018, l'analisi della spinta delle terre in condizioni sismiche può essere effettuata seguendo un metodo pseudo-statico. Questa tipologia di analisi consente di considerare l'azione dinamica indotta dal sisma attraverso una statica equivalente: essa è pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Le forze sismiche sono quindi ottenute come:  $F_{i,h} = \pm k_h \cdot W$  ;  $F_{i,v} = \pm k_v \cdot W$

In cui W = forza dell'azione sull'elemento. Tali forze vengono applicate nel baricentro dei pesi. Nelle verifiche allo SLU, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:  $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$  ;  $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$  . Dove:

- $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, espressa in  $m/s^2$ ;
- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $\beta_m$  è un coefficiente che, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, assume valore unitario.

La tabella seguente descrive i parametri sismici che si riscontrano in questo sito (le analisi strutturali e geotecniche verranno descritte secondo SLV e SLD):

<b>Parametri sismici</b>							
-	$T_r$	$a_g$	$F_o$	$T_C^\circ$	$\beta$	$K_h$	$K_v$
-	[anni]	-	-	[s]	-	-	-
<b>SLD</b>	151	0.097 g	2.419	0.266	0.47	0.055	0.027
<b>SLV</b>	1424	0.233 g	2.434	0.284	0.38	0.104	0.052

## 6 CARATTERISTICHE DEI SOFTWARE

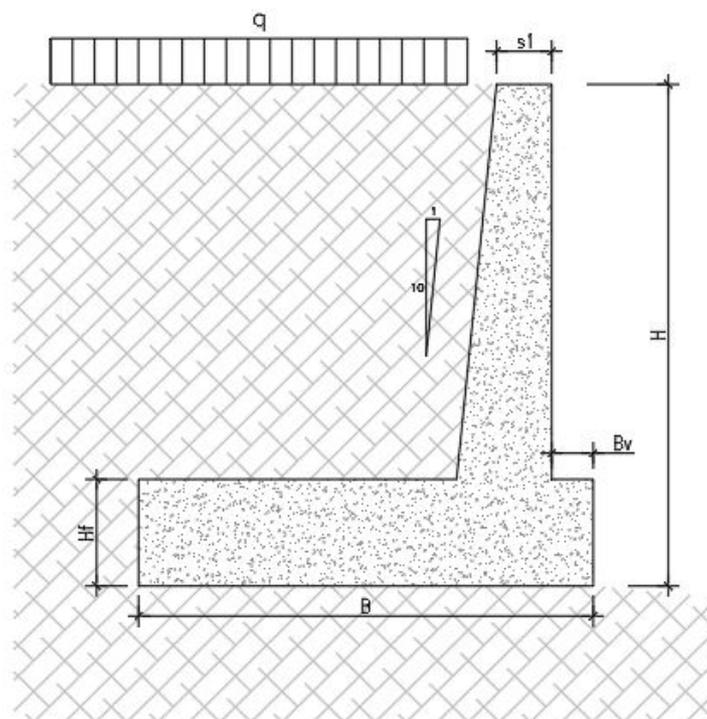
### 6.1 Dichiarazioni secondo NTC 2018 – par. 10.2 – Microsoft Excel

Le analisi della struttura sono state condotte mediante un modello di calcolo implementato nel software Microsoft Excel e ParatiePlus. Prima di procedere all'analisi del modello si rilasciano le dichiarazioni previste dalle NTC al paragrafo 10.2.

Per Microsoft Excel, tale programma è dedicato alla gestione di fogli elettronici, pensati per la pianificazione personale, familiare e aziendale. Il programma è accompagnato da apposito Manuale di verifica, ove sono riportate le varie specifiche in funzione delle stringhe di comando, con risultati estratti da test di letteratura e con risultati ottenuti mediante l'uso di altri programmi

### 6.2 Modellazione strutturale

La sezione trasversale dell'opera è stata idealizzata come modello di calcolo piano di profondità unitaria. Dato che si parla di un muro a mensola, lo schema ideale di calcolo è quello di schematizzare gli elementi costituenti il muro come mensole incastrate in corrispondenza del nodo tra piedritto e soletta.



**Figura 6.1 – Modello di calcolo**



**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA**  
**LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA**  
**NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI  
DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	17 di 111

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	18 di 111

## 7 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto prescritto per i sistemi fondazionali nelle NTC2018 e successiva circolare esplicativa. Le verifiche strutturali sono eseguite nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e degli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione.

Gli stati limite di esercizio esaminati per il soddisfacimento delle prestazioni richieste ai manufatti sono:

- Danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (controllo delle tensioni massime e della fessurazione del calcestruzzo con verifiche sezionali);
- Eccessive deformazioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (verifica dei rapporti limite deformazione massima o spessore /luce di calcolo).

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$ , in cui:

- $E_d$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- $R_d$  = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

### 7.1 Verifiche per muro di sostegno

Nel rispetto delle norme vigenti (NTC 2018, par. 6.5.3.1.1), per i muri di sostegno devono essere prese in considerazione almeno le verifiche agli stati limite ultimi di seguito indicate:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO) relative a condizioni di:
  - Scorrimento dell'opera sul piano di posa delle fondazioni;
  - Ribaltamento;
  - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
  - Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere svolta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 ( $A_2 + M_2 + R_2$ ), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze riportati in Tabella 4. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione ( $A_1 + M_1 + M_3$ ), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze. Anche in condizioni sismiche, occorre verificare la sicurezza dell'opera rispetto ai potenziali meccanismi di collasso per scorrimento, ribaltamento, carico limite e

stabilità globale. Ai sensi delle NTC 2018, le suddette verifiche possono svolte ricorrendo a metodi pseudo statici, che consistono nel ricondurre l'azione dinamica del sisma a una forza statica equivalente, moltiplicando i pesi delle masse in gioco per opportuni coefficienti, come descritto nel capitolo 5 di questa relazione.

### 7.1.1 Verifica allo scorrimento

La risultante delle azioni orizzontali agenti sul muro deve risultare non superiore alla resistenza per attrito disponibile sul piano di imposta. Quest'ultima è pari al prodotto della risultante delle azioni verticali (azioni ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito fondazione – terreno.

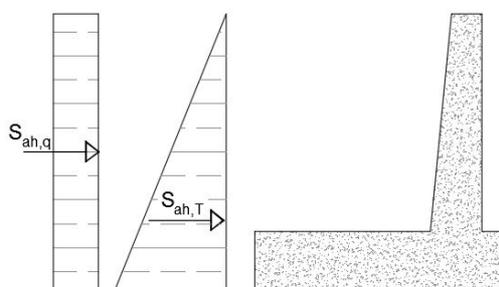


Figura 7.1 – Applicazione spinte sul muro

Dunque posto:

- $N$  = risultante delle azioni caratteristiche ortogonali al piano di posa;
- $T_{ED}$  = risultante delle azioni di progetto parallele al piano di posa (indicate con  $S_{ah,q}$  per il sovraccarico e  $S_{ah,T}$  per il terreno);
- $\mu = \text{tg}(\varphi') =$  coefficiente di attrito fondazione-terreno, con  $\delta = \varphi$  per fondazioni gettate in opera (EC7 – 6.5.3);

La verifica allo scorrimento è soddisfatta se, per ogni combinazione di carico, risulta:

$$\frac{(N \cdot \text{tg}\varphi')}{T_{ED}} \geq 1,1 \quad (1,0 \text{ con sisma})$$

A meno di situazioni particolari, per le quali si rimanda alla normativa, la resistenza offerta dal terreno ed elementi presenti a valle del muro deve essere trascurata.

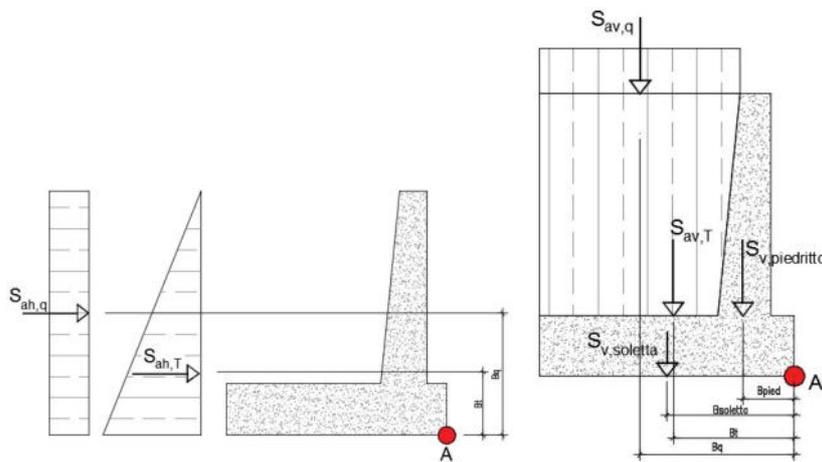
### 7.1.1 Verifica al ribaltamento

La somma dei momenti delle forze esterne agenti sul muro (spinta del terrapieno, sovraccarichi, azioni climatiche, azioni eccezionali...), valutati rispetto allo spigolo di valle della soletta di fondazione, deve risultare non superiore alla somma dei momenti dovuti ai pesi propri della struttura (muro in c.a.), e del terreno o altri elementi gravanti sulla mensola di valle e delle masse eventualmente collegate al muro (ad es. barriere di sicurezza o antirumore),

valutati rispetto allo stesso spigolo (con riferimento al precedente paragrafo 6.4.1, questi ultimi sempre a meno di situazioni particolari non vengono considerati all'interno delle verifiche). Dunque, con riferimento al punto A evidenziato nella figura successiva, posto:

- $M_{INST}$  = risultante dei momenti ribaltanti di progetto;
- $M_{STAB}$  = risultante dei momenti stabilizzanti di progetto;

La verifica al ribaltamento è soddisfatta se, per ogni combinazione di carico, risulta:  $M_{STAB} / M_{INST} \geq 1,15$  (1,0 con sisma).



**Figura 7.2 – Spinte ribaltanti e forze stabilizzanti al ribaltamento**

### 7.1.2 Verifica di capacità portante dell'insieme fondazione-terreno (superficiale)

La valutazione della capacità portante della fondazione del muro di sostegno viene condotta in accordo alle seguenti formule generalizzate di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \min \begin{cases} q_{lim,B} = s_q d_q i_{q,B} g_q b_q (N_q q) + s_c d_c i_{c,B} g_c b_c (N_c c') + s_\gamma d_\gamma i_{\gamma,B} g_\gamma b_\gamma (N_\gamma \gamma B' / 2) \\ q_{lim,L} = s_q d_q i_{q,L} g_q b_q (N_q q) + s_c d_c i_{c,L} g_c b_c (N_c c') + s_\gamma d_\gamma i_{\gamma,L} g_\gamma b_\gamma (N_\gamma \gamma L' / 2) \end{cases}$$

Con:

- $N_q, N_c, N_\gamma$  fattori di capacità portante:  
 $N_q = e^3 \tan \phi \tan^2(45 + \phi' / 2)$   
 $3N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$   
 $N_\gamma = 2 * (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$
- $s_q, s_c, s_\gamma$  fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;
- $d_q, d_c, d_\gamma$  fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa;

- $i_q, i_c, i_y$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi;
- $g_q, g_c, g_y$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- $b_q, b_c, b_y$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa;
- $q$  tensione verticale efficace agente al piano di posa della fondazione;
- $\gamma'$  peso dell'unità di volume efficace del terreno di fondazione;
- $B'$  e  $L'$  dimensioni della fondazione efficace.

Si definisce efficace la parte di fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi verticali di progetto  $QV$  risulta centrata. Per fondazioni rettangolari di larghezza  $B$  e lunghezza  $L$ , indicate con  $e_B$  ed  $e_L$  le componenti della eccentricità del carico rispettivamente in direzione  $B$  e  $L$ , le corrispondenti dimensioni efficaci sono:

$$B' = B - 2 e_B ; L' = L - 2 e_L$$

### 7.1.3 Stima dei cedimenti immediati

Dal punto di vista generico, il cedimento di una fondazione superficiale può essere approssimativamente stimato attraverso la seguente espressione:

$$W_f = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i} .$$

Dove:

- $n$  è il numero degli strati con rigidezza costante in cui può essere suddiviso il terreno di fondazione fino alla profondità di interesse;
- $\Delta z_i$  è l'altezza dello strato  $i$ -esimo;
- $\Delta \sigma_{zi}$  è l'incremento medio della tensione verticale indotto nello strato  $i$ -esimo dal carico applicato in superficie alla quota  $z = 0$  m;
- $E_i$  è il modulo di rigidezza dello strato  $i$ -esimo.

In particolare gli incrementi di tensione verticali vanno calcolati in base al carico netto  $q - \sigma z_0$ , ipotizzando che il ciclo di scarico e successive ricarico sul piano di posa fino a  $\sigma z_0$  non producano deformazioni. Ogni stratificazione viene ipotizzata facendo riferimento alla soluzione di Boussinesq: un semispazio ideale, continuo, omogeneo, isotropo ed elastico lineare.

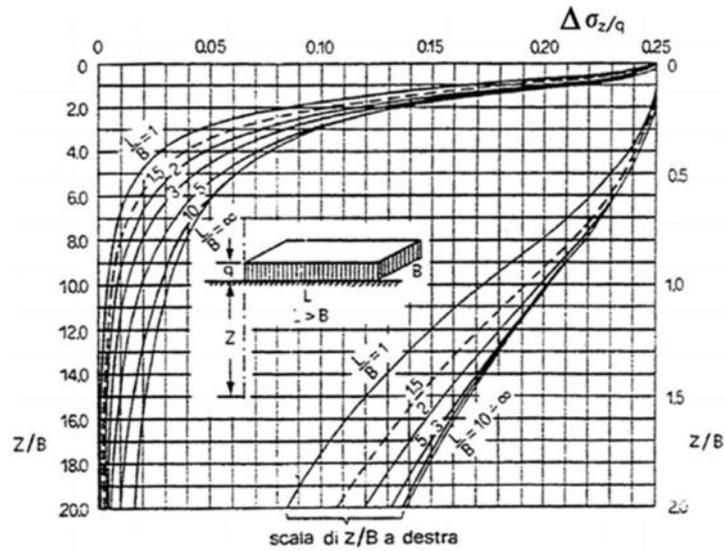


Figura 7.3 – Incrementi di tensione  $\Delta\sigma_z$  lungo la verticale per lo spigolo di un'area di carico uniforme.

Si considererà un limite di cedimento elastico pari a 0,05m.

## 8 ANALISI DEI CARICHI – MURO DI SOSTEGNO

Di seguito sono riportate le analisi dei carichi elementari utilizzate ai fini delle combinazioni di carico impiegate per l'analisi dell'elemento strutturale. In particolare i parametri rispettano i requisiti previsti dalle S.T.I., per strutture nuove: per le opere oggetto di relazione, i requisiti applicabili sono il "4.2.7.1 Resistenza di ponti nuovi ai carichi di traffico" e il "4.2.7.2 Carico verticale equivalente per opere in terra nuove ed effetti di pressione della terra".

### 8.1 Peso proprio della struttura

I pesi propri degli elementi strutturali sono stati valutati in funzione di un peso specifico pari a  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 8.2 Carichi permanenti portati G2

I carichi permanenti da fornire come input sono, come previsto dalla normativa [NTC – 5.2.2.1.1], relativi al peso del ballast, dall'armamento e della impermeabilizzazione (inclusa la protezione) applicati su tutta la larghezza media del rilevato, per una altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso pari a 0.80 m: sono incidenti sulle strutture come sovraccarico sul terreno, agenti sia sul piedritto che sulla soletta inferiore. Il peso del rilevato è funzione dell'altezza del muro di sostegno.

Il peso viene calcolato nel seguente modo:  $G_2 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = \gamma * sp * 1m$

Tipo carico	S [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	G2 [kN/m]
<b>Ballast</b>	0.35	12.74	4.46
<b>Binari</b>	0.175	0.60	0.10
<b>Traverse</b>	0.225	25.00	5.62

### 8.3 Spinta del terreno in condizioni statiche

Il carico permanente derivante dalla spinta del terreno di riempimento sul paramento del muro viene valutato ipotizzando il raggiungimento di una condizione di equilibrio. Considerando  $\phi' = 36^\circ$ , angolo di attrito del terreno di riporto, si definisce un angolo di attrito tra paramento e terreno pari a  $2/3 \phi'$ .

La spinta del terreno  $S_a$  alla generica profondità  $z$  dalla testa del muro viene determinata con la seguente espressione:  $s'_a = K_a * \sigma'_V(z) - 2 c' \sqrt{K_a}$ , dove:

- $\sigma'_V(z)$  = tensione verticale efficace a quota  $z$  dalla superficie;
- $K_a$  = coefficiente di spinta attiva;
- $c'$  = coesione efficace del terreno.

Il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  è calcolato attraverso la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

con

- $\phi'$  = angolo di resistenza al taglio del terreno;
- $\beta$  = inclinazione rispetto all'orizzontale del piano campagna a monte del muro (positivo se la quota del terreno aumenta allontanandosi dal muro);
- $\psi$  = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ( $> 90^\circ$  per parete inclinata verso valle);
- $\delta$  = angolo di attrito muro-terreno;

Si può definire il valore di tale coefficiente pari a  $K_a = 0,28$ . Quindi la spinta attiva ha una distribuzione triangolare lungo l'altezza  $H$  del muro, la cui risultante è pari a:  $S_a = 0,5 * \gamma' * k_a * H^2$

La spinta è inclinata rispetto all'orizzontale dell'angolo di attrito. Quindi le componenti orizzontali e verticali di tale spinta sono:

$$S_{a,H} \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = S_a * \cos \delta \quad ; \quad S_{a,v} \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = S_a * \sin \delta$$

Il punto di applicazione della spinta  $S_a$  è a  $H/3$ .

Nell'ipotesi che non siano ammessi spostamenti relativi tra terreno e struttura, si considera come coefficiente di spinta laterale  $K_0$  (spinta a riposo):

$$\sigma'_H(z) = K_0 * \sigma'_V(z) \text{ con } K_0 = 1 - \sin \phi' = 0.41$$

E la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  (altezza paramento nel modello di calcolo), vale:  $S = \frac{1}{2} * K_0 * \gamma * H^2$ .

Si descriveranno in seguito i valori  $S_{a,H}$ , secondo la combinazione SLU-STRU:

<b>Tipo muro</b>	<b><math>S_{a,H}</math> [kN/m]</b>
<b><math>H= 0 \div 2 \text{ m}</math></b>	15.59
<b><math>H= 2 \div 3 \text{ m}</math></b>	30.61
<b><math>H= 3 \div 5 \text{ m}</math></b>	85.03
<b><math>H= 5 \div 7 \text{ m}</math></b>	201.66
<b><math>H= 7 \div 8.5 \text{ m}</math></b>	245.74

#### 8.4 Spinta da sovraccarichi per traffico ferroviario

Sia considerata la spinta dovuta ai carichi ferroviari trasmessi attraverso il terreno sulle pareti. Secondo la NTC – 5.2.2.2.1.5, in assenza di calcoli più accurati, il carico verticale a livello del piano di regolamento, posto a circa 0,70 m al di sotto del piano del ferro, su rilevato a tergo di pareti murarie può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di  $L_{dl} = 3.00$  m.

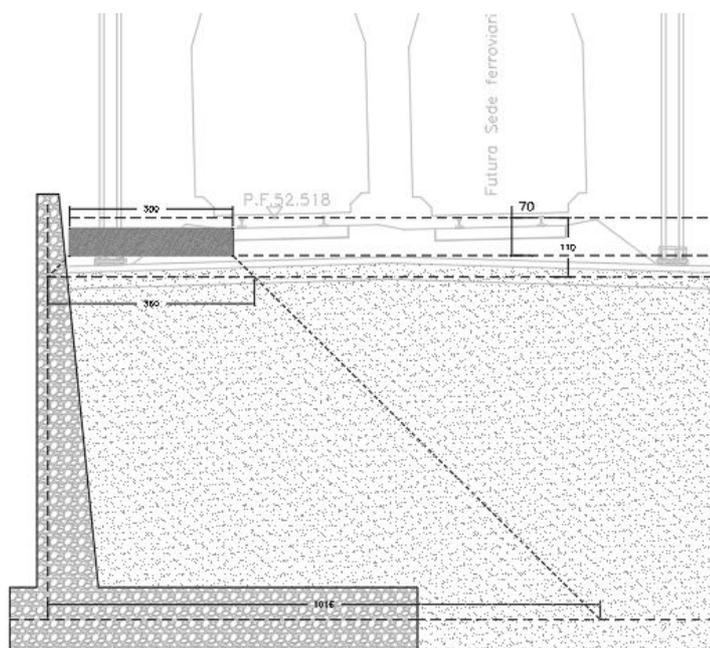


Figura 8.1 – Distribuzione del carico ferroviario su sezione trasversale

Ne consegue che al piano di regolamento, considerando la ripartizione del carico LM71, il carico uniforme per il singolo binario sarà pari a:

$$q_{h,ferr} = \frac{250 \text{ kN}}{3.00 \text{ m}} = 83.33 \text{ kN/m}$$

Si considera che l'incidenza del carico avverrà per tutta l'altezza della parete. Considerando le relative aree di distribuzione del carico, si possono avere come relative tensioni orizzontali sul terreno, applicato a distinti vari di

$$L_{dl} \text{ in sommità, alla base e sulla fondazione, valori pari a: } s_2 = \frac{q}{L_{dl}} \cdot K_o$$

Le tensioni orizzontali hanno un andamento lineare con la profondità. In tale ipotesi risulta un solido delle pressioni lungo la superficie verticale passante per il bordo del rettangolo delle pressioni di superficie, come segue:

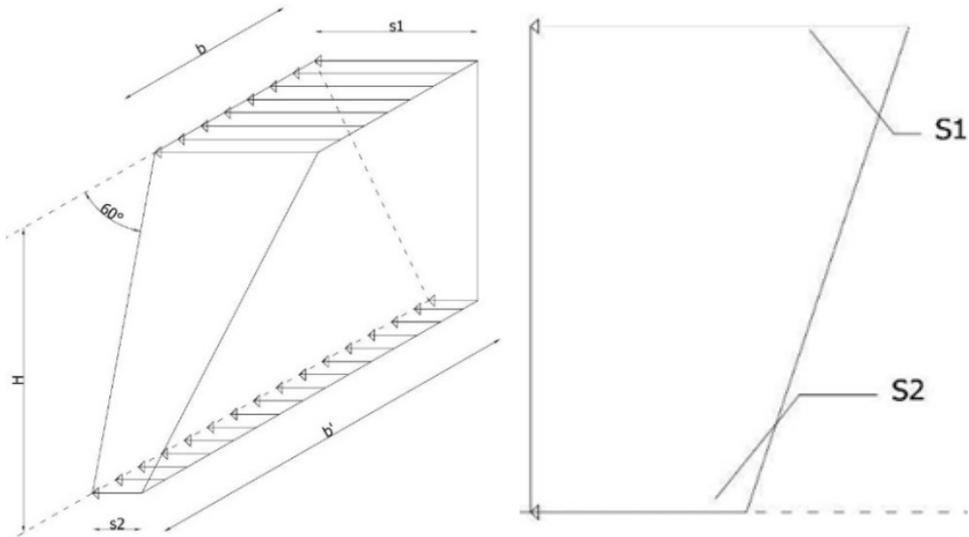
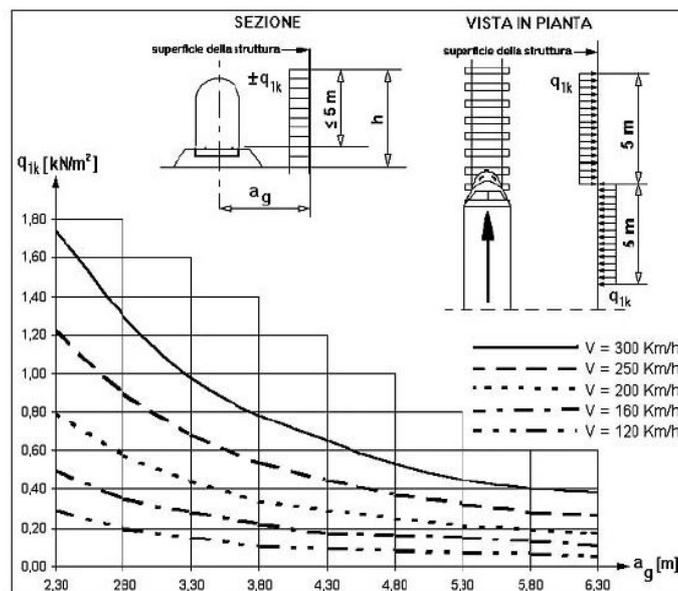


Figura 8.2 – Distribuzione tensioni del carico ferroviario

### 8.5 Spinta da sovraccarico aerodinamico da ferrovia

Si definisce il valore caratteristico dell'azione  $q_{1k}$  relativo a carichi su superfici verticali e parallele al binario, così come spiegato in NTC – 5.2.2.6.1. Tali azioni sono funzione della distanza  $a_g=3.75$  m dall'asse del binario più vicino:



I suddetti valori sono relativi a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli, questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore  $k_1$ :

- $k_1 = 1.30$ : se l'altezza dell'elemento strutturale è  $\leq 1.0\text{m}$  o se la larghezza è  $\leq 2.50\text{m}$ ;
- $k_1 = 0.60$ : per treni aerodinamici (valore considerato);
- $k_1 = 0.85$ : per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata.

Nei riguardi delle superfici verticali della barriera, il valore del carico da applicare (uniformemente distribuito) è il seguente:

$$q_{1d} = k_1 * q_{1k} = 0.35 \text{ kN/m}$$

La barriera può considerarsi come una mensola incastrata alla base, di altezza pari a 2.50m. Le azioni interne sono così le seguenti:  $M = 4.37 \text{ kNm/m}$  ;  $V = 0.87 \text{ kN/m}$ . Tali forze sono poi distribuite all'interno dell'elemento verticale dei muri a  $45^\circ$ : quindi si può considerare il tutto come un valore trascurabile, vista anche l'incidenza dei valori del vento, descritti in seguito.

## 8.6 Azioni del vento

I carichi derivanti dal vento sono definiti a partire dalle indicazioni riportate dal Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) nelle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni", dall'Eurocodice 1-1-4 e dalle NTC2018 con annessa circolare.

Sulla base di quanto prescritto dalle NTC2018, la pressione esercitata dal vento su una superficie è data da:

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

Dove:

- $q_r$  è la pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della forma della struttura, così come della tipologia e della geometria della barriera antirumore;
- $c_d$  è il coefficiente dinamico. Viste le caratteristiche dell'opera si considera  $c_d = 1$ .

### 8.6.1 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento  $q_r$  (in  $\text{N/m}^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

Dove  $v_r$  è la velocità di riferimento del vento (in  $\text{m/s}$ ) e  $\rho$  è la densità dell'aria, assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	28 di 111

### 8.6.2 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento  $v_r$  è definita come:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

con

- $v_b$  = velocità base di riferimento;
- $c_r$  = coefficiente di ritorno.

Il coefficiente di ritorno è funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$  (espresso in anni). In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Si assume  $T_R = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$ , si ha quindi  $v_r = v_b$ .

### 8.6.3 Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento  $v_b$  è fornita dal prodotto della velocità base di riferimento al livello del mare  $v_{b,0}$  per il coefficiente di altitudine  $c_a$ , di seguito definito.

Detta  $a_s$  l'altitudine, in m sul livello del mare, del sito, risulta:

- $c_a = 1$  per  $a_s \leq a_0$ ;
- $c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right)$  per  $a_0 < a_s \leq 1500\text{m}$ .

Per altitudini superiori a 1500m sul livello del mare, i valori della velocità di riferimento possono essere ricavati sulla base di risultati di adeguate indagini statistiche, particolarmente raccomandate in prossimità di vette e crinali. In assenza di tali valutazioni, in ogni caso, il valore di  $v_b$  non potrà essere minore di quello previsto per 1500m di altitudine.

I valori di  $v_{b,0}$ ,  $a_0$  e  $k_s$  sono definiti in funzione delle nove zone in cui è suddiviso il territorio italiano (Tabella 3.3.I delle NTC-2018).

Nel caso in esame si ha  $a_s \approx 22\text{m}$ , siccome  $a_0 = 750\text{m}$  si ha  $c_a = 1$ .

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$ 

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



#### 8.6.4 Coefficiente di esposizione

In assenza di analisi specifiche, che tengano conto della direzione di provenienza del vento, della scabrezza e della topografia del terreno che circonda l'opera, per altezze dal suolo non maggiori di 200 m, il coefficiente di esposizione  $c_e$  può essere ottenuto con la formula:

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

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

dove:

- $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{\min}$  sono parametri assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione in esame (Tabella 3.3.II delle NTC 2018);

-  $c_t$  è il coefficiente di topografia.

Nonostante l'andamento del coefficiente di esposizione non sia lineare, per il calcolo dell'azione del vento sull'opera in esame, si considera il valore associato all'altezza massima dell'opera stessa. Essa è valutata sommando al valore dell'altezza totale  $h_{tot}$  del paramento e l'altezza delle eventuali barriere o reti di protezione. Nonostante queste ultime non siano completamente "opache" in relazione al vento, vista la presenza di una maglia abbastanza fitta si considerano comunque come una parete continua.

**Tabella 8-1. Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione  $c_e$  (Tab. 3.3.II delle NTC-2018)**

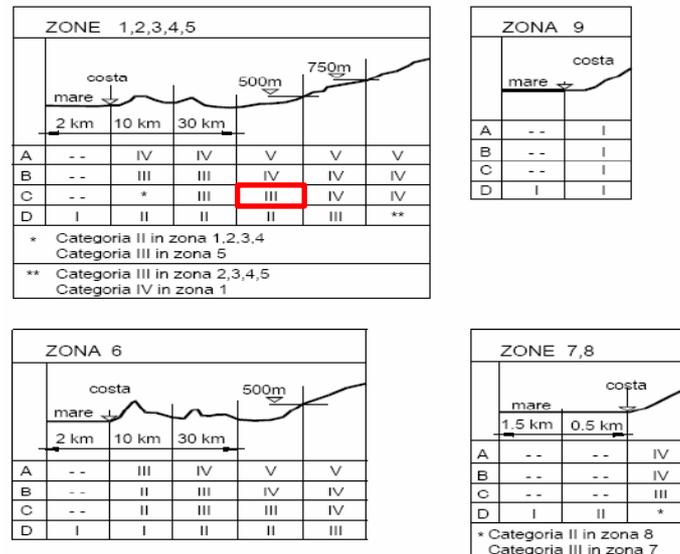
Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge l'opera e della classe di rugosità del terreno.

Il coefficiente topografico  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle collinose e montane. Solo nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia  $c_t$  deve essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

Essendo in zona essenzialmente piana, si assumerà pertanto  $c_t = 1$ .



**Figura 8-1. Definizione delle categorie di esposizione (Figura 3.3.2 delle NTC 2018).**

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

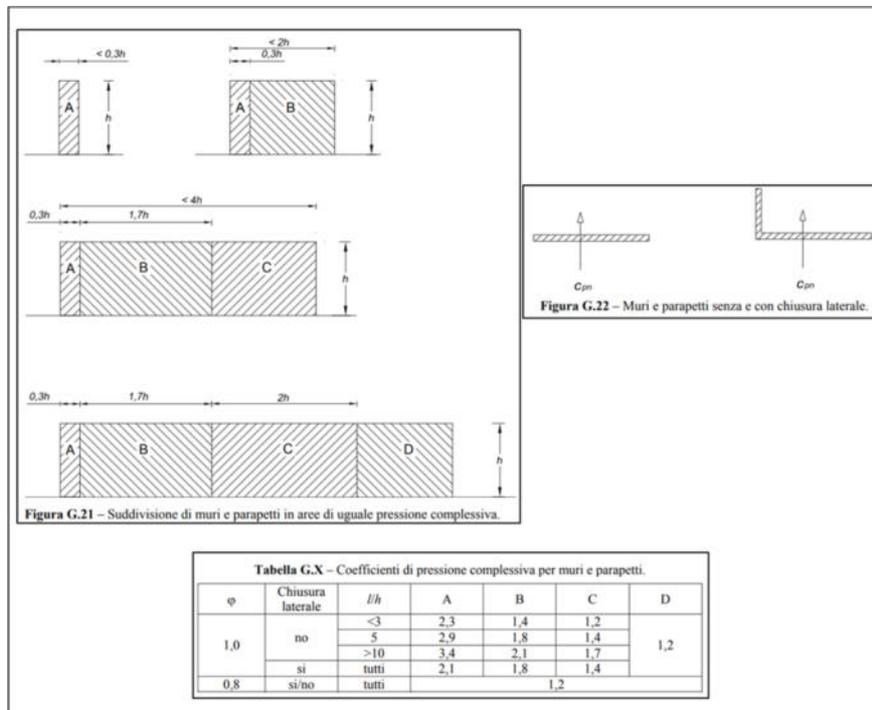
**Tabella 8-2. Classi di rugosità del terreno (Tabella 3.3.III delle NTC 2018).**

Per la verifica dello scatolare si considera una classe di rugosità del terreno pari a C e una distanza dalla costa maggiore di 30km. Questi dati portano ad una categoria di esposizione pari a III.

### 8.6.5 Coefficiente di forma

Il valore del coefficiente di forma  $c_p$  dipende dalla tipologia e dalla geometria della struttura investita dal vento e dal suo orientamento rispetto alla direzione dello stesso. In assenza di valutazioni ad hoc, il coefficiente di forma è valutato seguendo le Istruzioni per la valutazione delle azioni del vento e degli effetti del vento sulle costruzioni (CNR - DT207 R1/2018, Appendice G). Più nello specifico, sono stati considerati in modo differente i piedritti dello scatolare dai parapetti e dalle barriere.

Per le barriere fonoassorbenti si considera un comportamento assimilabile a quello di pareti isolate (Cap. G.5 del CNR-DT207 R1/2018), con un rapporto  $\phi$  tra area totale investita dal vento ed area dei vuoti non inferiore all'80%.



**Figura 8-2: coefficienti di pressione (CNR-DT207 R1/2018)**

Di seguito si riportano le forze per unità di lunghezza delle azioni. A favore di sicurezza, si considerano le azioni della zona A.

INTERVENTO	Azione [kN/m]
FOA MU 0-2	6.77
FOA MU 2-3	7.03
FOA MU 3-5	7.69
FOA MU 5-7	8.19
FOA MU 7-8,5	8.59

## 8.7 Azioni sismiche

Le azioni sismiche che vengono considerate sono quelle illustrate nel precedente capitolo dedicato di questa relazione.

Considerando la definizione dei carichi sismici come spiegato nel capitolo 5 attraverso i coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ , si definiscono i carichi sismici in funzione del terreno, dal pacchetto ferroviario, e dai pesi propri di mensola e

soletta del muro di contenimento, sia secondo un sisma laterale che verticale. Essi sono azioni instabilizzanti nelle verifiche a ribaltamento, e spinte agenti nelle verifiche di scorrimento.

L'applicazione in una direzione o nell'altra, viene considerata all'interno delle combinazioni di carico. Essendo il coefficiente di spinta sismica attiva definito secondo Mononobe-Okabe pari a  $k_{a,s}$ , mentre quello a riposo definito secondo Wood, si hanno come valori di spinta totale:

- Spinta totale orizzontale sismica:

Tipo muro	$k_{a,s}$	$k_0$	$S_{E,O,h}$ [kN/m]	$S_{E,a,h}$ [kN/m]
$H=0 \div 2$ m	0.30	0.41	4.38	3.19
$H=2 \div 3$ m	0.30	0.41	5.03	7.45
$H=3 \div 5$ m	0.30	0.41	20.69	12.53
$H=5 \div 7$ m	0.30	0.41	49.08	27.89
$H=7 \div 8.5$ m	0.30	0.41	59.81	33.61

- Spinta totale verticale sismica:

Tipo muro	$k_{a,s}$	$k_0$	$S_{E,O,V}$ [kN/m]	$S_{E,a,V}$ [kN/m]
$H=0 \div 2$ m	0.30	0.41	0.44	0.32
$H=2 \div 3$ m	0.30	0.41	0.50	0.74
$H=3 \div 5$ m	0.30	0.41	2.07	1.25
$H=5 \div 7$ m	0.30	0.41	4.91	2.79
$H=7 \div 8.5$ m	0.30	0.41	5.98	3.36

## 8.8 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni:

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

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

- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

- **Combinazione quasi permanente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

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

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

in cui vengono opportunamente combinati gli effetti della componente sismica verticale ed orizzontale.

Gli effetti dei carichi verticali vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario. Vengono definiti diversi coefficienti di combinazione [NTC – Tabelle 5.2.V e 5.2.VI per i carichi ferroviari]. Si specifica che si è scelto di operare attraverso l'Approccio 1 prescritto dalla norma [NTC – 2.6.1] dunque con i coefficienti A1 e M1 (STR) rispettivamente per le azioni e per i materiali, e con i coefficienti A2 e M2 (GEO). Tra tali coefficienti si è scelto sempre il valore *sfavorevole* per la struttura.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballasti <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$gr_1$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{w1}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

 Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

	Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(1)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 <sup>(1)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(1)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(1)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(1)</sup>	0,80	0,0

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.  
<sup>(2)</sup> Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

Come detto precedentemente, la direzione dei carichi è definita all'interno di ogni combinazione. Le combinazioni sismiche rispettano invece la seguente formulazione:  $\pm E_x \pm 0.3E_z$ ;  $\pm E_z \pm 0.3E_x$

### 8.8.1 Definizione dei carichi elementari

N.	Tipologia	Carico	Descrizione
----	-----------	--------	-------------

1	Peso proprio	Peso proprio	Peso proprio della struttura
2	Permanenti portati	Permanenti	Carichi permanenti sulla struttura
3	Permanenti portati	Spinta delle terre	Spinta attiva del terreno sul piedritto
4	Carico mobile	Carichi mobili traffico	Azione variabile da traffico ferroviario sul rilevato
5	Sisma Orizzontale X	Sisma_Oriz_G1	Forze di inerzia in direzione orizzontale (X) per carichi permanenti strutturali
6	Sisma Orizzontale X	Sisma_Vert_G1	Forze di inerzia in direzione verticale (Z) per carichi permanenti strutturali
7	Sisma Verticale Z	Sisma_Oriz_G2	Forze di inerzia in direzione orizzontale (X) per carichi permanenti non strutturali
8	Sisma Verticale Z	Sisma_Vert_G2	Forze di inerzia in direzione verticale (Z) per carichi permanenti non strutturali
9	Sisma Orizzontale X	Sovraspinta Sisma	Incremento sismico spinta terreno
10	Variabile	Spinta vento su FOA	Forza derivante dal vento sulle barriere antirumore

## 9 RISULTATI DEL MODELLO – MURO DI SOSTEGNO

Di seguito sono riportati in tabella un riepilogo delle azioni interne e fattori di sicurezza sugli elementi strutturali per le tipologie di muro considerate. In grassetto sono presenti i fattori di sicurezza più stringenti e le azioni interne maggiormente incidenti sulle strutture, su cui verranno fatte le corrispondenti verifiche.

### 9.1 Sollecitazioni e Fattori di sicurezza risultanti “H= 0÷2 m”

PARAMENTO VERTICALE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
N <sub>max</sub>	<b>27,47</b>	20,57	18,54	25,24	25,24	25,24	25,24
V <sub>max</sub>	<b>24,10</b>	20,24	18,31	17,09	17,09	17,09	17,09
M <sub>max</sub>	<b>17,11</b>	12,99	11,54	11,92	11,92	7,85	7,85
SOLETTA VALLE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
V <sub>max</sub>	13,00	<b>15,37</b>	13,60	10,84	10,84	8,82	9,27
M <sub>max</sub>	1,81	<b>2,34</b>	2,07	1,53	1,53	1,24	1,36
SOLETTA MONTE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
V <sub>max</sub>	<b>-69,94</b>	13,19	16,50	-52,89	-52,89	-35,81	-4,20
M <sub>max</sub>	<b>32,60</b>	-5,78	-7,86	25,06	25,06	16,05	1,14

**Tabella 9.1 – Azioni interne per muro “H= 0÷2 m”**

FATTORI DI SICUREZZA							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	SLEr	SLEf	SLEq	ECC
Ribaltamento	7,44	4,44	<b>4,44</b>	9,51	10,95	7,75	13,08
Scorrimento	2,90	1,43	<b>1,38</b>	3,39	2,88	2,12	4,05
Carico Limite	<b>26,82</b>	30,74	33,32	49,04	54,85	58,14	54,04

**Tabella 9.2 – Fattori di sicurezza per muro “H= 0÷2 m”**

**9.2 Sollecitazioni e Fattori di sicurezza risultanti “H= 2÷3 m”**

PARAMENTO VERTICALE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
N <sub>max</sub>	<b>59,48</b>	38,90	35,04	53,33	53,33	52,02	50,05
V <sub>max</sub>	<b>56,00</b>	47,31	42,65	40,17	40,17	37,87	34,43
M <sub>max</sub>	<b>54,05</b>	48,99	43,16	38,40	38,40	29,54	28,90
SOLETTA VALLE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
V <sub>max</sub>	21,48	<b>25,26</b>	22,47	17,10	17,10	15,03	14,77
M <sub>max</sub>	3,14	<b>3,83</b>	3,41	2,51	2,51	2,20	2,20
SOLETTA MONTE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
V <sub>max</sub>	<b>-52,04</b>	34,99	44,58	-46,74	-46,74	-32,07	-9,85
M <sub>max</sub>	29,19	-22,48	<b>-33,46</b>	29,11	29,11	18,03	4,80

**Tabella 9.3 – Azioni interne per muro “H= 2÷3 m”**

FATTORI DI SICUREZZA							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	SLEr	SLEf	SLEq	ECC
Ribaltamento	7,53	4,25	<b>4,24</b>	9,86	10,60	8,43	9,86
Scorrimento	2,35	1,50	<b>1,46</b>	2,77	2,67	2,48	2,77
Carico Limite	<b>23,39</b>	25,28	27,48	43,34	48,24	53,86	43,34

**Tabella 9.4 – Fattori di sicurezza per muro “H= 2÷3 m”**

### 9.3 Sollecitazioni e Fattori di sicurezza risultanti “H= 3÷5 m”

PARAMENTO VERTICALE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
N <sub>max</sub>	<b>140,52</b>	78,53	70,70	122,87	122,87	116,47	106,87
V <sub>max</sub>	<b>149,54</b>	118,24	106,31	107,70	107,70	96,48	79,65
M <sub>max</sub>	<b>226,12</b>	200,18	175,13	161,95	161,95	133,98	115,57
SOLETTA VALLE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
V <sub>max</sub>	45,75	<b>50,47</b>	45,05	35,42	35,42	31,72	28,58
M <sub>max</sub>	6,81	<b>7,64</b>	6,82	5,27	5,27	4,73	4,28
SOLETTA MONTE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
V <sub>max</sub>	<b>-228,49</b>	92,79	108,04	-184,13	-184,13	-119,35	-20,72
M <sub>max</sub>	<b>305,71</b>	-73,74	-97,64	251,41	251,41	155,43	21,54

Tabella 9.5 – Azioni interne per muro “H= 3÷5 m”

FATTORI DI SICUREZZA							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	SLEr	SLEf	SLEq	ECC
Ribaltamento	6,51	3,45	<b>3,45</b>	8,53	8,67	7,61	8,53
Scorrimento	2,34	1,42	<b>1,39</b>	2,73	2,68	2,58	2,73
Carico Limite	17,44	<b>16,20</b>	17,66	32,52	36,26	41,98	32,52

Tabella 9.6 – Fattori di sicurezza per muro “H= 3÷5 m”

**9.4 Sollecitazioni e Fattori di sicurezza risultanti “H= 5÷7 m”**

PARAMENTO VERTICALE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
N <sub>max</sub>	<b>286,53</b>	149,11	134,20	247,59	247,59	233,79	213,09
V <sub>max</sub>	<b>319,78</b>	264,15	237,09	232,35	232,35	208,16	171,89
M <sub>max</sub>	<b>756,47</b>	680,13	592,19	545,83	545,83	466,67	386,99
SOLETTA VALLE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
V <sub>max</sub>	106,42	<b>126,57</b>	113,19	83,29	83,29	77,06	70,44
M <sub>max</sub>	26,46	<b>31,97</b>	28,59	20,71	20,71	19,17	17,55
SOLETTA MONTE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
V <sub>max</sub>	<b>-248,95</b>	210,97	245,83	-233,47	-233,47	-156,99	-49,83
M <sub>max</sub>	<b>494,83</b>	-259,40	-343,91	490,68	490,68	302,40	71,49

**Tabella 9.7 – Azioni interne per muro “H= 5÷7 m”**

FATTORI DI SICUREZZA							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	SLEr	SLEf	SLEq	ECC
Ribaltamento	5,80	3,44	<b>3,45</b>	7,90	8,19	8,13	7,90
Scorrimento	2,18	1,42	<b>1,39</b>	2,57	2,62	2,72	2,57
Carico Limite	18,33	<b>14,73</b>	16,06	33,90	36,91	41,74	33,90

**Tabella 9.8 – Fattori di sicurezza per muro “H= 5÷7 m”**

**9.5 Sollecitazioni e Fattori di sicurezza risultanti “H= 7÷8.50 m”**

PARAMENTO VERTICALE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
N <sub>max</sub>	<b>345,72</b>	178,23	160,40	298,16	298,16	282,08	257,96
V <sub>max</sub>	<b>380,50</b>	328,37	294,62	282,99	277,84	249,66	207,39
M <sub>max</sub>	<b>994,25</b>	945,89	822,71	753,08	721,64	647,56	536,44
SOLETTA VALLE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
V <sub>max</sub>	119,00	<b>143,95</b>	128,67	92,88	92,88	86,16	78,88
M <sub>max</sub>	29,64	<b>36,35</b>	32,49	23,13	23,13	21,46	19,67
SOLETTA MONTE							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLEf	SLEq
V <sub>max</sub>	<b>-258,78</b>	262,85	301,96	-248,32	-248,32	-170,04	-56,46
M <sub>max</sub>	584,79	-342,14	-444,31	585,05	<b>585,05</b>	370,42	92,42

**Tabella 9.9 – Azioni interne per muro “H= 7÷8.50 m”**

FATTORI DI SICUREZZA							
	SLU	SLV ↓	SLV ↑	SLEr	SLEf	SLEq	ECC
Ribaltamento	5,36	<b>3,26</b>	3,27	7,35	7,66	7,77	7,35
Scorrimento	2,12	1,39	<b>1,36</b>	2,50	2,56	2,67	2,50
Carico Limite	17,47	<b>13,27</b>	14,47	32,36	35,09	39,46	32,36

**Tabella 9.10 – Fattori di sicurezza per muro “H= 7÷8.50 m”**

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO RI 00 05 003	REV. A

## 10 VERIFICHE STRUTTURALI – MURO DI SOSTEGNO

Si riportano di seguito le sezioni (indicate tramite i joint del modello di calcolo) per le quali si sono effettuate le verifiche allo stato limite ultimo nei confronti della flessione (o pressoflessione) e del taglio.

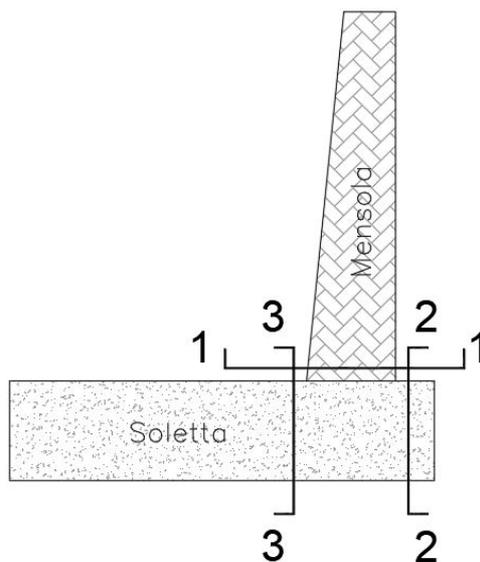


Figura 10.1 – Sezioni di verifica M – T - N

### 10.1 Descrizione delle verifiche allo SLU

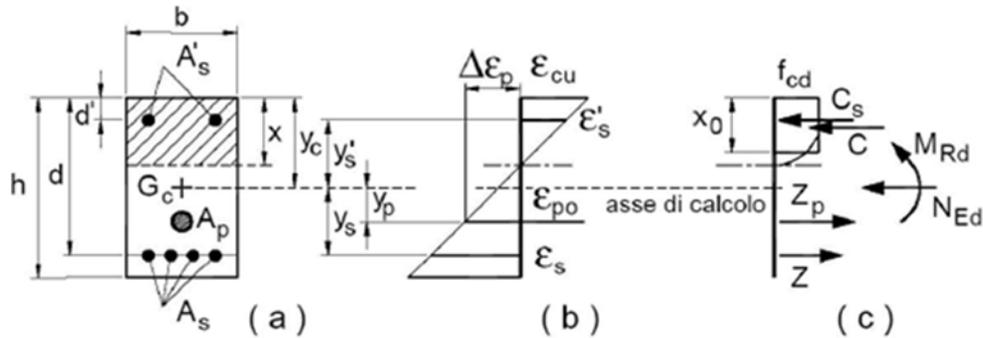
Le verifiche sono state eseguite allo Stato Limite Ultimo per i vari elementi strutturali verificando che per ciascuna combinazione delle azioni, prese in esame, risulti la resistenza di calcolo ( $R_d$ ) maggiore delle sollecitazioni di calcolo ( $E_d$ ):

$$R_d \geq E_d$$

#### 10.1.1 Verifiche a flessione e pressoflessione

La verifica alle sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e composta) è stata fatta con uno specifico programma in cui, inserendo le caratteristiche geometriche della sezione, delle armature e delle sollecitazioni desunte dai precitati tabulati di calcolo, si ottiene, per i materiali ipotizzati, il momento resistente che dovrà risultare maggiore del momento agente.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa retta, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli  $\sigma$ - $\epsilon$ :



Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}; \quad \mu\varphi = \mu\varphi(N_{Ed}) \geq \mu E_d$$

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma:

$$\left( \frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1$$

- $M_{E_{yd}}, M_{E_{zd}}$  sono i valori di progetto delle due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno agli assi  $y$  e  $z$ ;
- $M_{R_{yd}}, M_{R_{zd}}$  sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi  $y$  e  $z$ .

Il copriferro netto assunto è pari a 50 mm. Quindi per conseguenza il valore della distanza “ $d$ ” e “ $d'$ ” delle barre longitudinali superiori ed inferiori dovrà essere definita come somma di copriferro, diametro armatura di taglio e raggio dell’armatura longitudinale definita nella relativa verifica.

### 10.1.1 Verifiche a taglio

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

In accordo con le NTC, il taglio  $V_{Ed}$  non dovrebbe essere pari a quello risultante dalle analisi in virtù del criterio di gerarchia delle resistenze tra elementi strutturali trasverso-piedritto (assimilabili a dei comuni elementi trave-pilastro). Tuttavia le sollecitazioni determinate in condizioni sismiche non sono dimensionanti per la struttura;

questo vuol dire che la condizione per il calcolo del taglio sollecitante in condizioni di plasticizzazione alle estremità delle solette, non è rappresentativa per la struttura esaminata.

Nel caso in esame, dunque, il taglio  $V_{Ed}$  è pari ai massimi valori del taglio sollecitante derivante dall'analisi per i vari elementi strutturali. Per tutti gli elementi strutturali il massimo taglio si riscontra in corrispondenza della sezione di attacco tra l'elemento stesso e quello ad esso ortogonale.

Verrà analizzata anche la sezione di mezzeria. La resistenza a taglio in assenza di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;  $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$  (rapporto geometrico di armatura longitudinale);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.02 f_{cd}$  (tensione media di compressione nella sezione);
- $d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

In presenza di armatura resistente a taglio, il taglio resistente  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$ .

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

in cui:

- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;  $s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a  $0.5 f_{cd}$ ;
- $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- $\theta$  è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

Le verifiche di resistenza delle sezioni maggiormente sollecitate sono state condotte con l'ausilio di un foglio di calcolo strutturato 'ad hoc' nel rispetto dei dettami normativi. A vantaggio di sicurezza si è assunto:  $\text{ctg } \theta = 1$   
 $\Leftrightarrow \theta = 45^\circ$

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO RI 00 05 003	REV. A

## 10.2 Descrizione delle verifiche allo SLE

Al punto 4.1.2.2 delle NTC sono contemplate le verifiche delle prestazioni che la struttura deve essere in grado di garantire in esercizio sotto l'azione dei soli carichi verticali, opportunamente combinati tra loro. Esse sono inoltre ampiamente descritte nella Circolare Applicativa nei diversi approcci rigorosi e semplificati. In particolare, sono da effettuarsi verifiche di:

- verifiche di deformabilità;
- verifiche di fessurazione;
- verifica di limitazione delle tensioni in esercizio;

### 10.2.1 Verifiche di deformabilità

Il calcolo della deformazione flessionale si effettua mediante integrazione delle curvature, tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e degli effetti del ritiro. Si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media  $f_{ctm}$  a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Quindi detto  $p_f$  il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e  $p$  il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo  $p^*$  del parametro è dato da:  $p^* = p_f + (1 + \xi) p$

In cui  $\xi = 1 - c * \beta^2$ , dove si assume che  $\beta = \frac{M_f}{M}$  oppure  $\beta = \frac{N_f}{N}$  a seconda che la membratura sia soggetta a flessione o a trazione, e il coefficiente  $c = 1$  con un carico a breve durata, oppure  $c = 0.50$  se il carico è a lunga durata. Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

In relazione all'integrità delle pareti portate divisorie e di tamponamento, le frecce di travi e solai, sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce. In tale verifica la freccia totale calcolata può essere depurata della parte presente prima dell'esecuzione delle pareti. Detto valore si riferisce al caso di pareti divisorie in muratura. Per altri tipi di pareti si dovranno valutare specificatamente i limiti di inflessione ammissibili.

Per la verifica di deformabilità per travi e solai con luci non superiori a 10 m [NTC – C4.1.2.2.2], la Circolare ci permette di bypassare il metodo rigoroso, che consiste nel calcolare lo spostamento massimo di una membratura come combinazione dello spostamento della sezione una volta fessurata ed una volta non fessurata. Nella verifica semplificata occorre, invece, verificare che il rapporto di snellezza  $\lambda=L/H$  tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq \lambda_{Lim} = K \left[ 11 + \frac{0.0015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

dove:

- $\lambda$  è la snellezza dell'elemento strutturale, calcolato come rapporto tra lunghezza dell'elemento e altezza della sezione;
- $K$  è un coefficiente correttivo che tiene conto del grado di vincolo della membratura;
- $\rho$  e  $\rho'$  sono le percentuali geometriche di armatura longitudinale, tesa e compressa;
- $f_{ck}$  è la tensione caratteristica del cls;  $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;
- $A_{s,eff}$  è l'area effettiva di armatura longitudinale;  $A_{s,calc}$  è l'area di calcolo dell'armatura longitudinale.

### 10.2.2 Verifiche di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal doc. RFIDTCSIPSMIFS 001A – cap.2.5.1.8.3.2.4 e dal doc. RFIDTCINCPOSPIFS 001A – cap.1.8.3.2.4, secondo cui la verifica nei

confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali ordinarie, così come identificate in normativa, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

$$\delta_f \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$$

### 10.2.3 Verifiche delle tensioni in esercizio

E' stata effettuata una verifica di limitazione delle tensioni agenti in esercizio nel calcestruzzo compresso e nelle barre di armatura. Secondo il manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 A – cap.2.5.1.8.3.2.1. Le combinazioni di carico considerate sono quella caratteristica e quasi permanente. La verifica va effettuata sempre in ambito elastico. Occorre verificare che:

$$\sigma_c \leq 0,40 f_{ck} = 12,00 \text{ MPa (per combinazione quasi permanente);}$$

Le verifiche sono state condotte in funzione delle sollecitazioni derivanti dall'involuppo della combinazione richiesta.

### 10.3 Verifiche per Muro "H= 0÷2 m"

#### 10.3.1 Paramento verticale

- Sezione alla base, pressoflessione

$$M_{sd} = 17.11 \text{ kNm/m}$$

$$A_S = (5 \varnothing 18)/\text{m} = 1272 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{S'} = (5 \varnothing 18)/\text{m} = 1272 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 214.40 \text{ kNm/m} > |M_{sd}|$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: [X] [ ] [ ]

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: [ ]

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12,72	8,5
			2	12,72	41,5

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma di sezione: [ ]

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	17,11	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Materiali  
 B450C C30/37

$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6933
		$\tau_{c1}$	2,029

M<sub>xRd</sub> 214,4 kN m

$\sigma_c$  -17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  20,22 ‰  
 d 41,5 cm  
 x 6,122 x/d 0,1475  
 $\delta$  0,7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 10.2 – Paramento verticale, verifica pressoflessione, "H= 0÷2 m"



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA  
 LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA  
 NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	48 di 111

- Sezione alla base, taglio

$$T_{sd} = 34.10 \text{ kN/m}$$

$A_{sw} = \text{no armatura aggiuntiva.}$

$$|T_{Rd}| = 178.78 \text{ kN/m} > |T_{sd}|$$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)

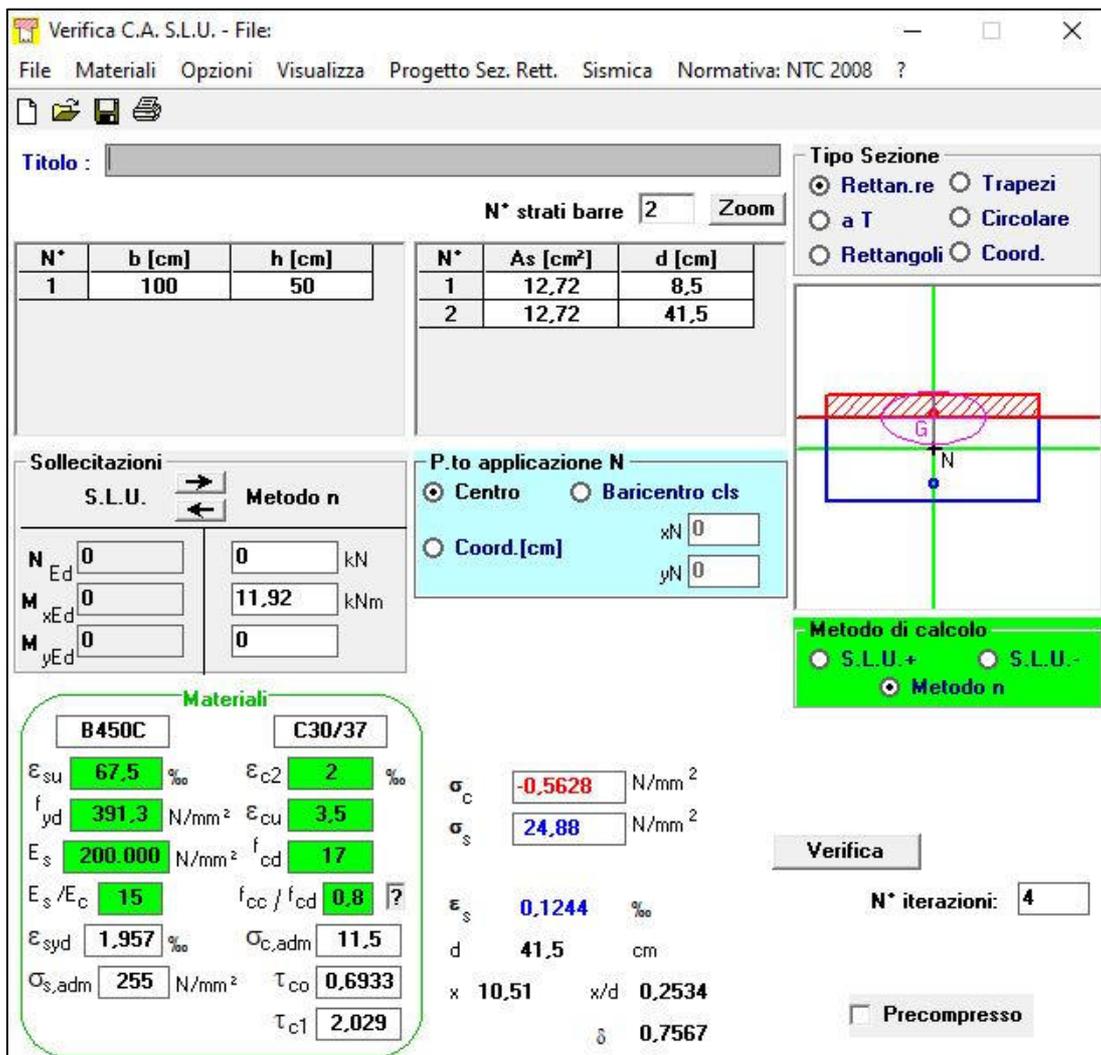
Dati di input	
Rck	37 N/mm <sup>2</sup>
fck	30 N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2 = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1,5$
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 17,00 \text{ N/mm}^2 = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 24,10 \text{ kN}$
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0 \text{ kN}$
Larghezza sezione	$b_w = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$
altezza della sezione	$H = 50 \text{ cm} = 500 \text{ mm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Diametro barre superiori	$\phi_2 = 18 \text{ mm}$ (armatura compressa) 14 mm (arm.ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 = 18 \text{ mm}$ (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 12 \text{ mm}$
Numero di barre superiori	$N_2 = 5$
Numero di barre inferiori	$N_1 = 5$
altezza utile della sezione	$d = 41,5 \text{ cm} = 415 \text{ mm}$
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1	
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
con $V_{rd1} > V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K = 1,69$
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} = 0,42 \text{ N/mm}^2$
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	
$A_{s1}$ =area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + 12 \times \text{diametro}$ oltre la sezione considerata	$A_{s1} = 12,72 \text{ cm}^2 = 1272,345 \text{ mm}^2$
$\rho_1 = 0,0031$	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$
$V_{rd1} = 177 \text{ kN}$	
$V_{rdmin} = 175 \text{ kN}$	
$V_{rd1} = 176,78 \text{ kN}$	<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

Figura 10.3 – Paramento verticale, verifica a taglio, “H= 0±2 m”

- Verifica di deformabilità

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,calc}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	500	1500	3,00	0,4	0,306	0,306	1272	117	88,56	29,52
	verifica -->			OK							

- Verifica alla fessurazione



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione:  Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12,72	8,5
			2	12,72	41,5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	0	11,92	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Materiali: B450C C30/37

$\epsilon_{su}$	67,5	%	$\epsilon_{c2}$	2	%
$f_{yd}$	391,3	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5	
$E_s$	200.000	N/mm²	$f_{cd}$	17	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0,8	?
$\epsilon_{syd}$	1,957	%	$\sigma_{c,adm}$	11,5	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	$\tau_{co}$	0,6933	
			$\tau_{c1}$	2,029	

$\sigma_c$  -0,5628 N/mm²  
 $\sigma_s$  24,88 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,1244 %  
 d 41,5 cm  
 x 10,51 w/d 0,2534  
 $\delta$  0,7567

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 10.4 – Paramento verticale, definizione delle tensioni, “H= 0÷2 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione rara si ha:

- $\sigma_c = 0,56 \text{ MPa} \leq 0,55 f_{ck} = 16,60 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_s = 24,88 \text{ MPa} \leq 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica).

La classe di esposizione considerata è la XC2, vista la normativa è imposto il seguente vincolo all’apertura delle fessure:  $w_k \leq w_1 = 0,30 \text{ mm}$  Nel caso corrente si ha un’apertura uguale a:

$$w_k = 0,04 \text{ mm} \leq w_1 = 0,30 \text{ mm}$$

Quindi nei confronti delle tensioni e delle aperture, la verifica risulta soddisfatta.

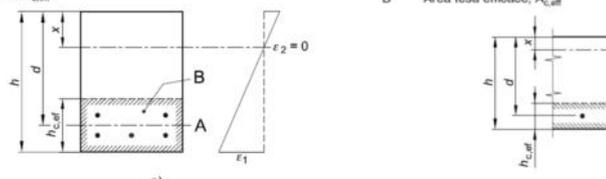
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	$h$ 500 [mm]
Larghezza della sezione	$b$ 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	$d$ 415 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	$d'$ 85 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	$c$ 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$ 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$ 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ 1272 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck}$ 30 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$ 2,9 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$ 32837 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$ 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$ 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$ 24,88 [MPa]
Asse neutro della sezione	$x$ 105,1 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_0$ 6,09 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$ 1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 212500 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff,2}$ 131633 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff,3}$ 250000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff,min}$ 131633 [mm <sup>2</sup> ]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, <math>A_{c,eff}</math></p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, <math>A_{c,eff}</math></p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,00967 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 2,9 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$ 0,4 [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	
	$[e_{sm} - e_{cm}]_{min}$ 0,000075 [-]
	$[e_{sm} - e_{cm}]_{calc}$ -0,000510 [-]
	$[e_{sm} - e_{cm}]$ 0,000075 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	$s$ 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$ 18,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 295 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	$k_1$ 0,800 [-]
	$k_2$ 0,500 [-]
	$k_3$ 3,400 [-]
	$k_4$ 0,425 [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	
	$s_{r,max,1}$ 487 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 513 [mm]
	$s_{r,max}$ 487 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	$w_k$ 0,04 [mm]

Figura 10.5 – Paramento verticale, verifica fessurazione, “H= 0÷2 m”

- Verifica delle tensioni Q.P.

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12,72	8,5
			2	12,72	41,5

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="7,85"/>	kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali

<b>B450C</b>	<b>C30/37</b>
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3,5"/>
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="17"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0,8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="11,5"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0,6933"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="2,029"/>

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Figura 10.6 – Paramento verticale, definizione delle tensioni Q.P., “H= 0±2 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione quasi permanente si ha:

- $\sigma_c = 2.52 \text{ MPa} \leq 0.40 f_{ck} = 12.00 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente;

### 10.3.2 Soletta di fondazione

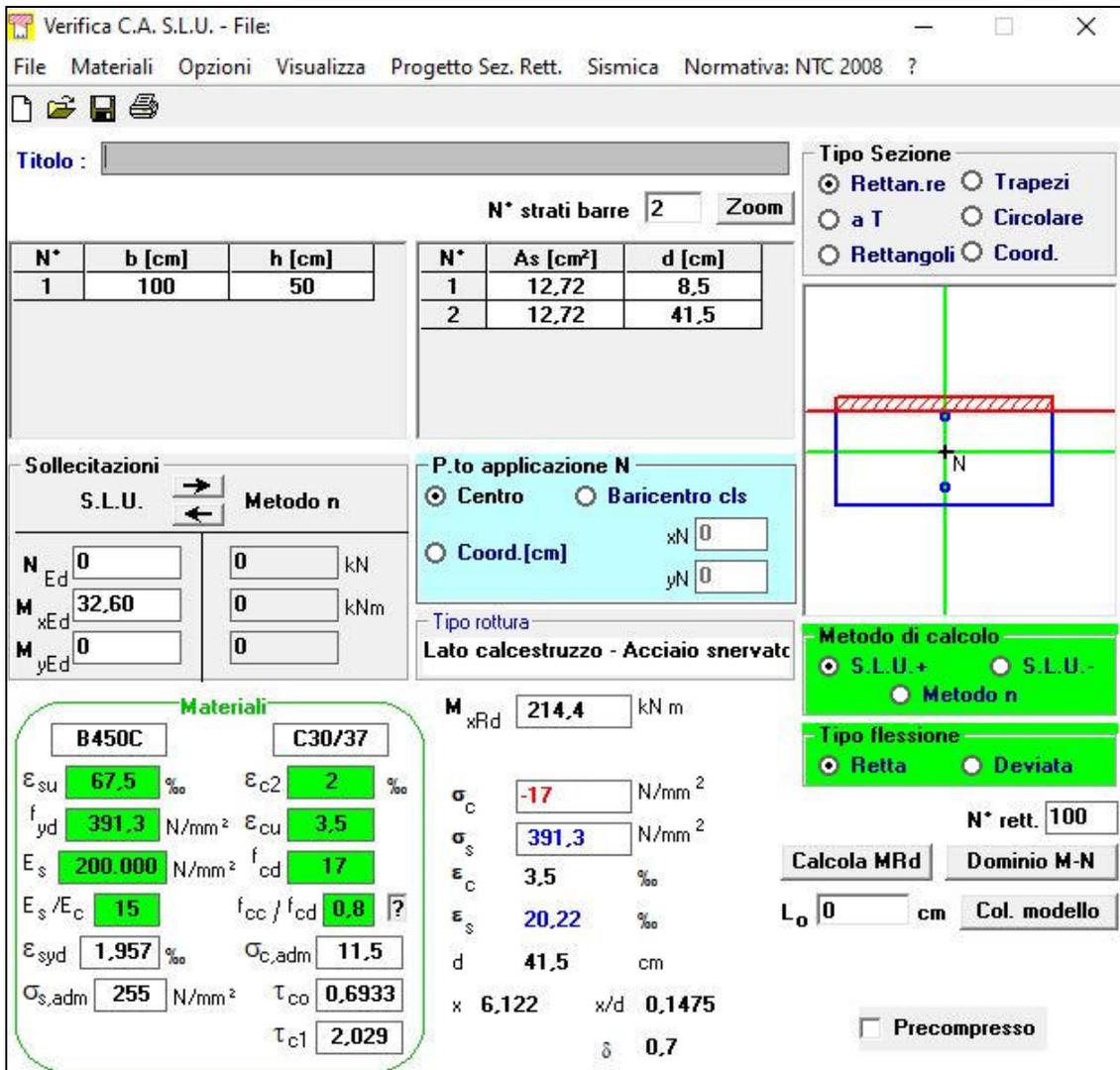
- Sezione alla base, pressoflessione

$$M_{sd} = 32.60 \text{ kNm/m}$$

$$A_s = (5 \varnothing 18)/m = 1272 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{s'} = (5 \varnothing 18)/m = 1272 \text{ mm}^2/m$$

$$|M_{Rd}| = 214.40 \text{ kNm/m} > |M_{sd}|$$



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12,72	8,5
			2	12,72	41,5

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 32,60 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+ S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C C30/37

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11,5 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6933  
 τ<sub>c1</sub> 2,029

M<sub>xRd</sub> 214,4 kNm

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 20,22 ‰  
 d 41,5 cm  
 x 6,122 x/d 0,1475  
 δ 0,7

Figura 10.7 – Soletta di fondazione, verifica pressoflessione, “H= 0÷2 m”

- Sezione alla base, taglio

$$T_{sd} = 69.94 \text{ kN/m}$$

$$A_{sw} = \text{no armatura aggiuntiva.}$$

$$|T_{Rd}| = 176.78 \text{ kN/m} > |T_{sd}|$$

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

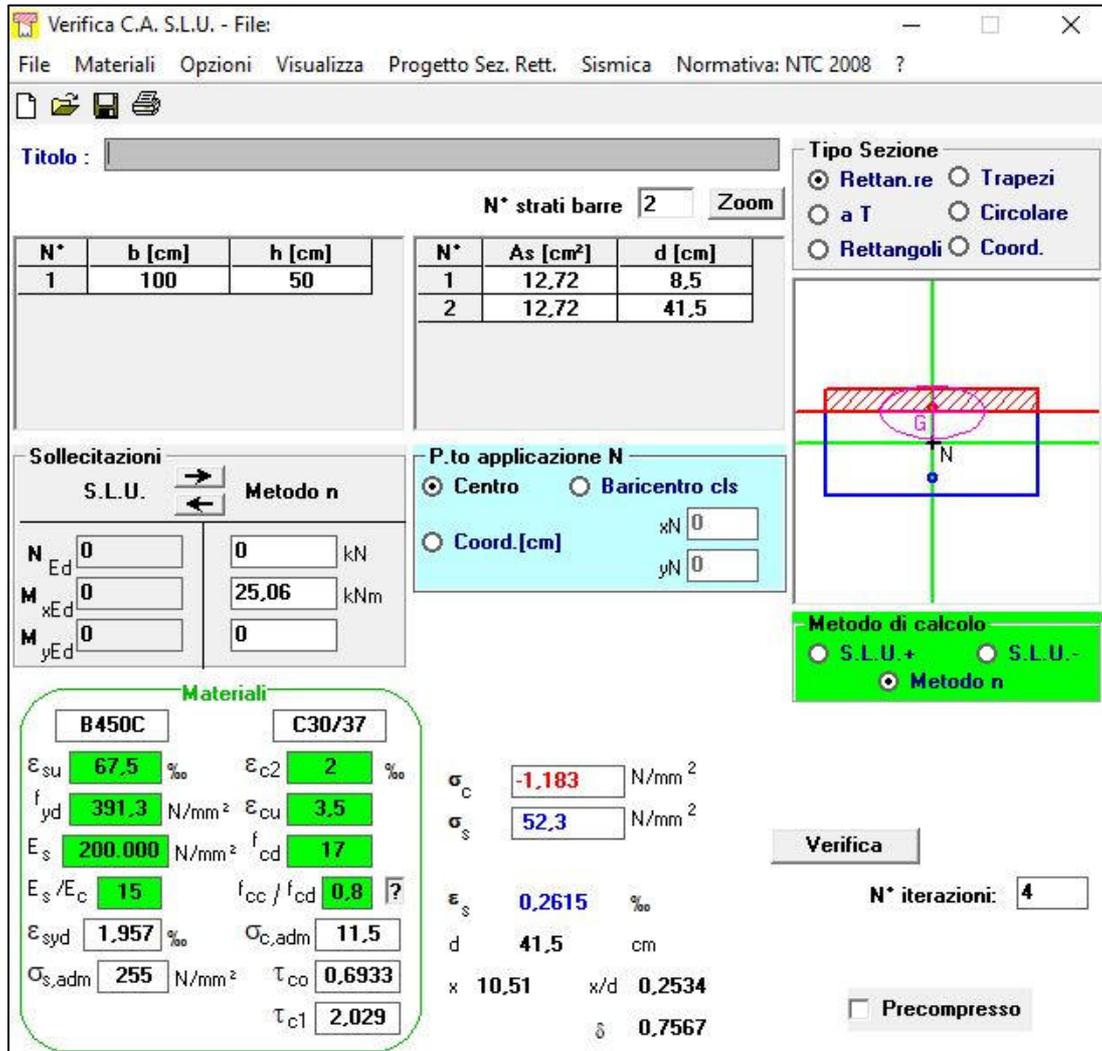
Dati di input	
Rck	37 N/mm <sup>2</sup>
fck	30 N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2 = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1,5$
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 17,00 \text{ N/mm}^2 = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 69,94 \text{ kN}$
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0 \text{ kN}$
Larghezza sezione	$b_w = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$
altezza della sezione	$H = 50 \text{ cm} = 500 \text{ mm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Diametro barre superiori	$\phi_2 = 18 \text{ mm}$ (armatura compressa) <span style="margin-left: 20px;">14 mm (arm. ripartizione)</span>
Diametro barre inferiori	$\phi_1 = 18 \text{ mm}$ (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 12 \text{ mm}$
Numero di barre superiori	$N_2 = 5$
Numero di barre inferiori	$N_1 = 5$
altezza utile della sezione	$d = 41,5 \text{ cm} = 415 \text{ mm}$
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b> (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)	
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K = 1,69$
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} = 0,42 \text{ N/mm}^2$
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+1bnet oltre la sezione considerata	$A_{s1} = 12,72 \text{ cm}^2 = 1272,345 \text{ mm}^2$
	$\rho_1 = 0,0031$
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$
	$V_{rd1} = 177 \text{ kN}$
	$V_{rdmin} = 175 \text{ kN}$
	<b>Vrd1 = 176,78 kN</b>
<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>	

Figura 10.8 – Soletta di fondazione, verifica a taglio, “H= 0÷2 m”

- Verifica di deformabilità

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm <sup>2</sup> ]	As,calc [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	500	1500	3,00	0,4	0,306	0,306	1272	223	46,48	15,49
	verifica -->			OK							

- Verifica alla fessurazione



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° strati barre:  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12,72	8,5
			2	12,72	41,5

**Tipo Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="25,06"/>	kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali:**

B450C		C30/37	
ε <sub>su</sub>	<input type="text" value="67.5"/>	ε <sub>c2</sub>	<input type="text" value="2"/>
f <sub>yd</sub>	<input type="text" value="391.3"/>	ε <sub>cu</sub>	<input type="text" value="3.5"/>
E <sub>s</sub>	<input type="text" value="200.000"/>	f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="17"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	<input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="0.8"/>
ε <sub>syd</sub>	<input type="text" value="1.957"/>	σ <sub>c,adm</sub>	<input type="text" value="11.5"/>
σ <sub>s,adm</sub>	<input type="text" value="255"/>	τ <sub>co</sub>	<input type="text" value="0.6933"/>
		τ <sub>c1</sub>	<input type="text" value="2.029"/>

σ<sub>c</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Verifica** N° iterazioni:

Precompresso

Figura 10.9 – Soletta di fondazione, definizione delle tensioni, “H= 0÷2 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione rara si ha:

- $\sigma_c = 1.18 \text{ MPa} \leq 0,55 f_{ck} = 16.60 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_s = 52.30 \text{ MPa} \leq 0,75 f_{yk} = 337.50 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica).

La classe di esposizione considerata è la XC2, vista la normativa è imposto il seguente vincolo all’apertura delle fessure:  $w_k \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$  Nel caso corrente si ha un’apertura uguale a:

$$w_k = 0.08 \text{ mm} \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$$

Quindi nei confronti delle tensioni e delle aperture, la verifica risulta soddisfatta.

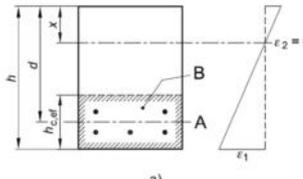
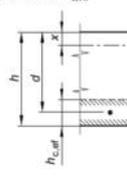
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 500 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 415 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 85 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,1</sub> = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,1</sub> = 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,1</sub> = 1272 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,2</sub> = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,2</sub> = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,2</sub> = 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 30 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub> = 2,9 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub> = 32837 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub> = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub> = 52,3 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 105,1 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub> = 6,09 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub> = 1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A <sub>c,eff.1</sub> = 212500 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.2</sub> = 131633 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.3</sub> = 250000 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.min</sub> = 131633 [mm <sup>2</sup> ]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, A<sub>c,eff</sub></p>  <p>b) Piastra B Area tesa efficace, A<sub>c,eff</sub></p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub> = 0,00967 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub> = 2,9 [MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>f</sub> = 0,4 [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub> = 0,000157 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub> = -0,000373 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] = 0,000157 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub> = 18,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,ref</sub> = 295 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k <sub>1</sub> = 0,800 [-]
	k <sub>2</sub> = 0,500 [-]
	k <sub>3</sub> = 3,400 [-]
	k <sub>4</sub> = 0,425 [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	
	s <sub>r,max.1</sub> = 487 [mm]
	s <sub>r,max.2</sub> = 513 [mm]
	s <sub>r,max</sub> = 487 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
	w <sub>k,lim</sub> = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	
	w <sub>k</sub> = 0,08 [mm]

Figura 10.10 – Soletta di fondazione, verifica fessurazione, “H= 0÷2 m”

- Verifica delle tensioni Q.P.

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12,72	8,5
			2	12,72	41,5

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali

B450C		C30/37	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{c0}$	0,6933
		$\tau_{c1}$	2,029

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Figura 10.11 – Soletta di fondazione, definizione delle tensioni Q.P., “H= 0÷2 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione quasi permanente si ha:

- $\sigma_c = 2.84 \text{ MPa} \leq 0.40 f_{ck} = 12.00 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente;

## 10.4 Verifiche per Muro “H= 2÷3 m”

### 10.4.1 Paramento verticale

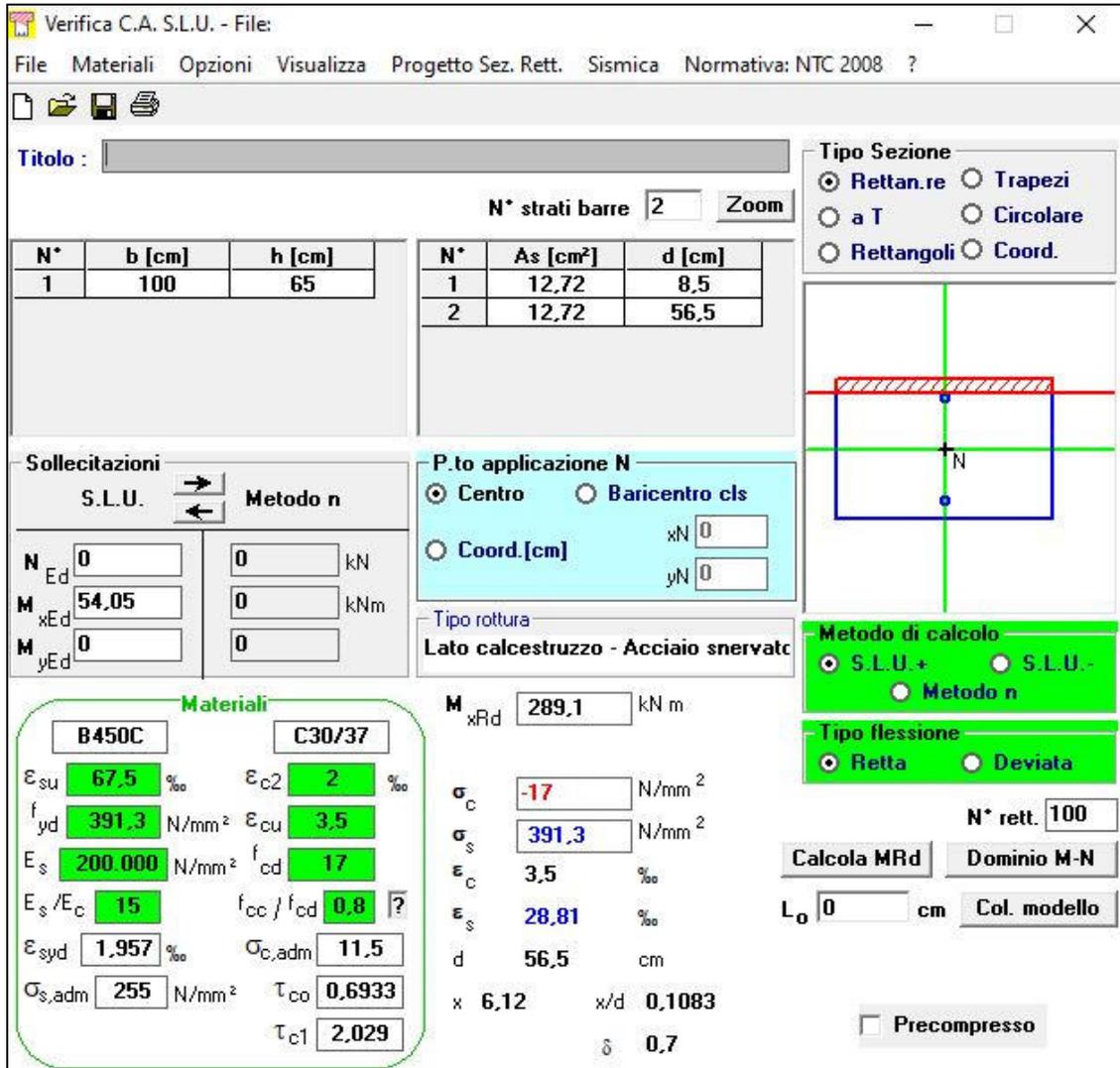
- Sezione alla base, pressoflessione

$$M_{sd} = 54.05 \text{ kNm/m}$$

$$A_S = (5 \varnothing 18)/m = 1272 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{S'} = (5 \varnothing 18)/m = 1272 \text{ mm}^2/m$$

$$|M_{Rd}| = 289.10 \text{ kNm/m} > |M_{sd}|$$



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	65	1	12,72	8,5
			2	12,72	56,5

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 54,05 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C		C30/37	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	11,5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6933
		τ <sub>c1</sub>	2,029

M<sub>xRd</sub> 289,1 kNm

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 28,81 ‰  
d 56,5 cm  
x 6,12 x/d 0,1083  
δ 0,7

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 10.12 – Paramento verticale, verifica pressoflessione, “H= 2÷3 m”

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	58 di 111

- Sezione alla base, taglio

$$T_{sd} = 56.00 \text{ kN/m}$$

$$A_{sw} = \text{no armatura aggiuntiva.}$$

$$|T_{Rd}| = 218.17 \text{ kN/m} > |T_{sd}|$$

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

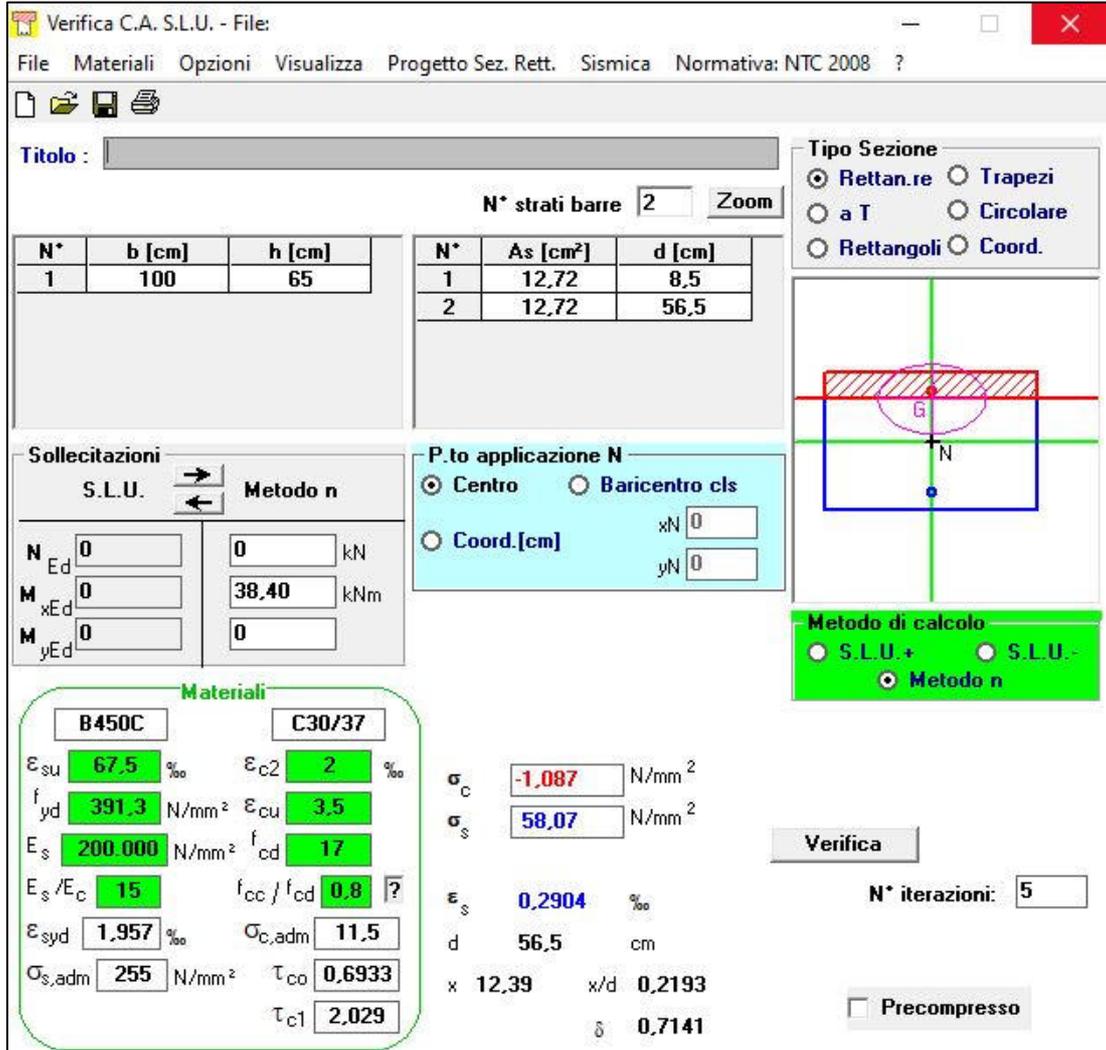
Dati di input	
Rck	37 N/mm <sup>2</sup>
fck	30 N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2 = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1,5$
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 17,00 \text{ N/mm}^2 = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 56,00 \text{ kN}$
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0 \text{ kN}$
Larghezza sezione	$b_w = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$
altezza della sezione	$H = 65 \text{ cm} = 650 \text{ mm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Diametro barre superiori	$\phi_2 = 18 \text{ mm}$ (armatura compressa) <span style="margin-left: 20px;">14 mm (arm.ripartizione)</span>
Diametro barre inferiori	$\phi_1 = 18 \text{ mm}$ (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 12 \text{ mm}$
Numero di barre superiori	$N_2 = 5$
Numero di barre inferiori	$N_1 = 5$
altezza utile della sezione	$d = 56,5 \text{ cm} = 565 \text{ mm}$
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>	
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
con $V_{rd1} > V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K = 1,59$
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} = 0,39 \text{ N/mm}^2$
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata	$A_{s1} = 12,72 \text{ cm}^2 = 1272,345 \text{ mm}^2$
	$\rho_1 = 0,0023$
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$
	$V_{rd1} = 204 \text{ kN}$
	$V_{rdmin} = 218 \text{ kN}$
	<b>Vrd1 = 218,17 kN</b>
<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>	

Figura 10.13 – Paramento verticale, verifica a taglio, “H= 2÷3 m”

- Verifica di deformabilità

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm <sup>2</sup> ]	As,calc [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	650	1500	2,31	0,4	0,225	0,225	1272	272	43,69	18,93
	verifica -->			OK							

- Verifica alla fessurazione



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

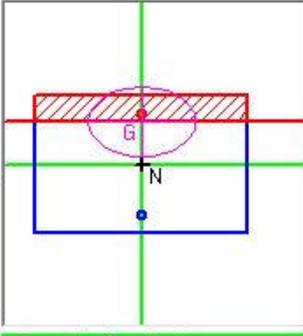
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	65	1	12,72	8,5
			2	12,72	56,5

**Tipologia Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Diagramma:** 

**Carichi (S.L.U. Metodo n):**  
 N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>Ed</sub>: 38,40 kNm

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali:**  
 B450C C30/37  
 ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 11,5 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,6933  
 τ<sub>c1</sub>: 2,029

**Risultati:**  
 σ<sub>c</sub>: -1,087 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 58,07 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 0,2904 ‰  
 d: 56,5 cm  
 x: 12,39 x/d: 0,2193  
 δ: 0,7141

**Verifica:** N° iterazioni: 5

Precompresso

Figura 10.14 – Paramento verticale, definizione delle tensioni, “H= 2÷3 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione rara si ha:

- $\sigma_c = 1.09 \text{ MPa} \leq 0,55 f_{ck} = 16.60 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_s = 58.07 \text{ MPa} \leq 0,75 f_{yk} = 337.50 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica).

La classe di esposizione considerata è la XC2, vista la normativa è imposto il seguente vincolo all’apertura delle fessure:  $w_k \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$  Nel caso corrente si ha un’apertura uguale a:

$$w_k = 0.10 \text{ mm} \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$$

Quindi nei confronti delle tensioni e delle aperture, la verifica risulta soddisfatta.

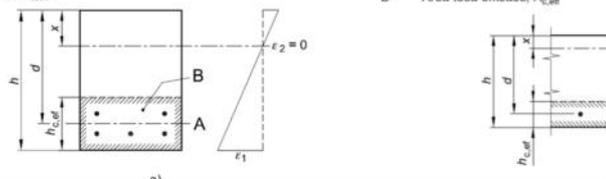
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 650 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 565 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 85 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
<b>Armatura tesa ordinaria</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$ = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$ = 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ = 1272 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura tesa di infittimento</b>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ = 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck}$ = 30 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$ = 2.9 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$ = 32837 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$ = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$ = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$ = 58,07 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 123,9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_o$ = 6,09 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$ = 1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ = 212500 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff,2}$ = 175367 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff,3}$ = 325000 [mm <sup>2</sup> ] $A_{c,eff,min}$ = 175367 [mm <sup>2</sup> ]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, <math>A_{c,eff}</math></p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, <math>A_{c,eff}</math></p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ = 0,00726 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ = 2,9 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_f$ = 0,4 [-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ = 0,000174 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ = -0,000543 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ = 0,000174 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$ = 18,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ = 295 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	$k_1$ = 0,800 [-]
	$k_2$ = 0,500 [-]
	$k_3$ = 3,400 [-]
	$k_4$ = 0,425 [-]
<b>Distanza massima tra le fessure</b>	
	$s_{r,max,1}$ = 592 [mm]
	$s_{r,max,2}$ = 684 [mm]
	$s_{r,max}$ = 592 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	$w_k$ = 0,10 [mm]

Figura 10.15 – Paramento verticale, verifica fessurazione, “H= 2÷3 m”

- Verifica delle tensioni Q.P.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

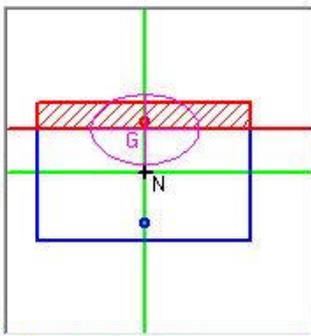
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	65	1	12,72	8,5
			2	12,72	56,5

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione: 

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="28,9"/>	kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Materiali: B450C C30/37

$\epsilon_{su}$	<input type="text" value="67,5"/>	%	$\epsilon_{c2}$	<input type="text" value="2"/>	%
$f_{yd}$	<input type="text" value="391,3"/>	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	<input type="text" value="3,5"/>	
$E_s$	<input type="text" value="200.000"/>	N/mm²	$f_{cd}$	<input type="text" value="17"/>	
$E_s/E_c$	<input type="text" value="15"/>		$f_{cc}/f_{cd}$	<input type="text" value="0,8"/>	?
$\epsilon_{syd}$	<input type="text" value="1,957"/>	%	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="11,5"/>	
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/>	N/mm²	$\tau_{co}$	<input type="text" value="0,6933"/>	
			$\tau_{c1}$	<input type="text" value="2,029"/>	

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   %  
 d  cm  
 x  w/d   
 $\delta$

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Figura 10.16 – Paramento verticale, definizione delle tensioni Q.P., “H= 2÷3 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione quasi permanente si ha:

- $\sigma_c = 0,82 \text{ MPa} \leq 0,40 f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente;

### 10.4.2 Soletta di fondazione

- Sezione alla base, pressoflessione

$$M_{sd} = 52.04 \text{ kNm/m}$$

$$A_s = (5 \varnothing 18)/m = 1272 \text{ mm}^2/m$$

$$A_s' = (5 \varnothing 18)/m = 1272 \text{ mm}^2/m$$

$$|M_{Rd}| = 214.40 \text{ kNm/m} > |M_{sd}|$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

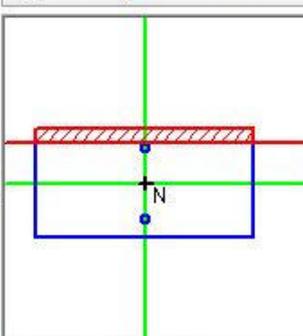
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo:

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12,72	8,5
			2	12,72	41,5

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.



**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="52,04"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
 B450C  C30/37

$\epsilon_{su}$	<input type="text" value="67,5"/>	%	$\epsilon_{c2}$	<input type="text" value="2"/>	%
$f_{yd}$	<input type="text" value="391,3"/>	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	<input type="text" value="3,5"/>	
$E_s$	<input type="text" value="200.000"/>	N/mm²	$f_{cd}$	<input type="text" value="17"/>	
$E_s/E_c$	<input type="text" value="15"/>		$f_{cc}/f_{cd}$	<input type="text" value="0,8"/>	?
$\epsilon_{syd}$	<input type="text" value="1,957"/>	%	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="11,5"/>	
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/>	N/mm²	$\tau_{co}$	<input type="text" value="0,6933"/>	
			$\tau_{c1}$	<input type="text" value="2,029"/>	

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
 M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$	<input type="text" value="-17"/>	N/mm²	
$\sigma_s$	<input type="text" value="391,3"/>	N/mm²	
$\epsilon_c$	<input type="text" value="3,5"/>	%	
$\epsilon_s$	<input type="text" value="20,22"/>	%	
d	<input type="text" value="41,5"/>	cm	
x	<input type="text" value="6,122"/>	x/d	<input type="text" value="0,1475"/>
		$\delta$	<input type="text" value="0,7"/>

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm  Col. modello

Precompresso

Figura 10.17 – Soletta di fondazione, verifica pressoflessione, “H= 2÷3 m”

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	63 di 111

- Sezione alla base, taglio

$$T_{sd} = 52.04 \text{ kN/m}$$

$$A_{sw} = \text{no armatura aggiuntiva.}$$

$$|T_{Rd}| = 176.78 \text{ kN/m} > |T_{sd}|$$

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

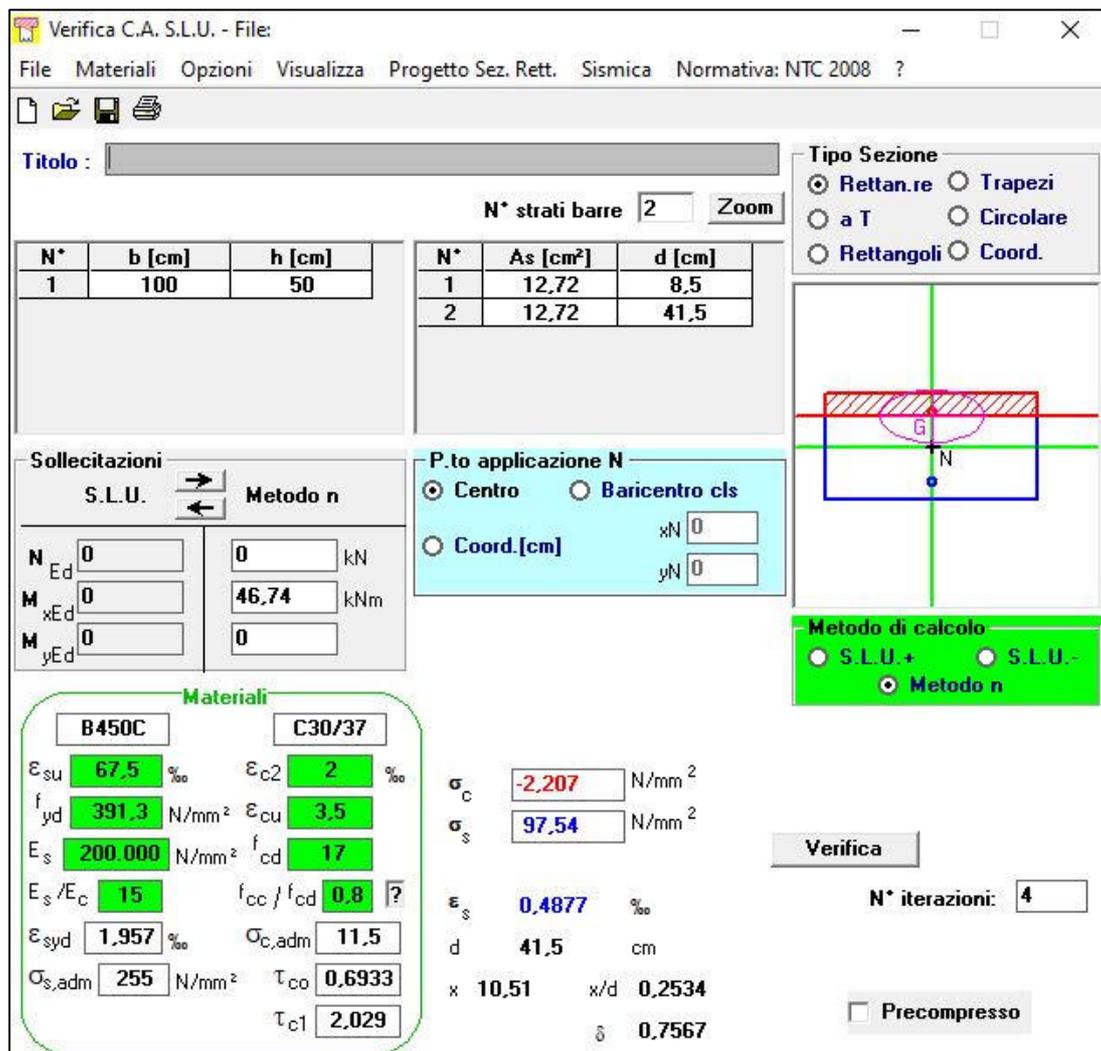
Dati di input	
Rck	37 N/mm <sup>2</sup>
fck	30 N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2 = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1,5$
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 17,00 \text{ N/mm}^2 = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 52,04 \text{ kN}$
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0 \text{ kN}$
Larghezza sezione	$b_w = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$
altezza della sezione	$H = 50 \text{ cm} = 500 \text{ mm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Diametro barre superiori	$\phi_s = 18 \text{ mm}$ (armatura compressa) <span style="margin-left: 20px;">14 mm (arm. ripartizione)</span>
Diametro barre inferiori	$\phi_i = 18 \text{ mm}$ (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 12 \text{ mm}$
Numero di barre superiori	$N_2 = 5$
Numero di barre inferiori	$N_1 = 5$
altezza utile della sezione	$d = 41,5 \text{ cm} = 415 \text{ mm}$
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b> (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)	
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K = 1,69$
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ctm}^{0.5}$	$V_{min} = 0,42 \text{ N/mm}^2$
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	
$A_{s1}$ =area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + l_{bnet}$ oltre la sezione considerata	$A_{s1} = 12,72 \text{ cm}^2 = 1272,345 \text{ mm}^2$
$\rho_1 = 0,0031$	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$
$V_{rd1} = 177 \text{ kN}$	
$V_{rdmin} = 175 \text{ kN}$	
$V_{rd1} = 176,78 \text{ kN}$	<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

Figura 10.18 – Soletta di fondazione, verifica a taglio, “H= 2÷3 m”

- Verifica di deformabilità

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,calc}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	650	2500	3,85	0,4	0,225	0,225	1272	272	43,69	11,36
	verifica -->			OK							

- Verifica alla fessurazione



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N*	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	8,5
2	12,72	41,5

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 10.19 – Soletta di fondazione, definizione delle tensioni, “H= 2+3 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione rara si ha:

- $\sigma_c = 2.01 \text{ MPa} \leq 0,55 f_{ck} = 16.60 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_s = 97.54 \text{ MPa} \leq 0,75 f_{yk} = 337.50 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica).

La classe di esposizione considerata è la XC2, vista la normativa è imposto il seguente vincolo all’apertura delle fessure:  $w_k \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$  Nel caso corrente si ha un’apertura uguale a:

$$w_k = 0.14 \text{ mm} \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$$

Quindi nei confronti delle tensioni e delle aperture, la verifica risulta soddisfatta.

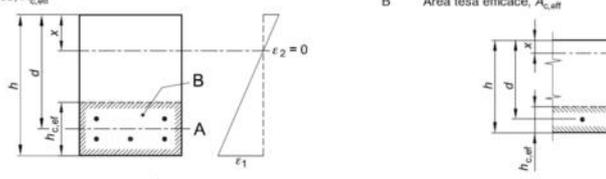
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	$h$ 500 [mm]
Larghezza della sezione	$b$ 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	$d$ 415 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	$d'$ 85 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	$c$ 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$ 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$ 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ 1272 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck}$ 30 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm}$ 2,9 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm}$ 32837 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$ 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s$ 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$ 97,54 [MPa]
Asse neutro della sezione	$x$ 105,1 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_b$ 6,09 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s$ 1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 212500 [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,2}$ 131633 [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,3}$ 250000 [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,min}$ 131633 [mm <sup>2</sup> ]
figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)	
Legenda	
a) Trave	b) Piastra
A Livello del baricentro dell'acciaio	B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$	
	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,00967 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 2,9 [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t$ 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000293 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ -0,000147 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000293 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	$s$ 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq}$ 18,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 295 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	$k_1$ 0,800 [-]
	$k_2$ 0,500 [-]
	$k_3$ 3,400 [-]
	$k_4$ 0,425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max,1}$ 487 [mm]
	$s_{r,max,2}$ 513 [mm]
	$s_{r,max}$ 487 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
	$w_{k,lim}$ 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	$w_k$ 0,14 [mm]

Figura 10.20 – Soletta di fondazione, verifica fessurazione, “H= 2÷3 m”

- Verifica delle tensioni Q.P.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12,72	8,5
			2	12,72	41,5

Rettan.re    Trapezi  
 a T    Circolare  
 Rettangoli    Coord.

Centro    Baricentro cls  
 Coord.[cm]   xN    yN

S.L.U.    Metodo n

N<sub>Ed</sub>     kN  
 M<sub>xEd</sub>     kNm  
 M<sub>yEd</sub>   

**Materiali**  
 B450C    C30/37

$\epsilon_{su}$	<input type="text" value="67,5"/> ‰	$\epsilon_{c2}$	<input type="text" value="2"/> ‰
$f_{yd}$	<input type="text" value="391,3"/> N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	<input type="text" value="3,5"/> ‰
$E_s$	<input type="text" value="200.000"/> N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	<input type="text" value="17"/> ‰
$E_s/E_c$	<input type="text" value="15"/>	$f_{cc}/f_{cd}$	<input type="text" value="0,8"/> ?
$\epsilon_{syd}$	<input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="11,5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	<input type="text" value="0,6933"/>
		$\tau_{c1}$	<input type="text" value="2,029"/>

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x    x/d   
 $\delta$

S.L.U.+    S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Figura 10.21 – Soletta di fondazione, definizione delle tensioni Q.P., “H= 2÷3 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione quasi permanente si ha:

- $\sigma_c = 0.70 \text{ MPa} \leq 0.40 f_{ck} = 12.00 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente;

## 10.5 Verifiche per Muro “H= 3÷5 m”

### 10.5.1 Paramento verticale

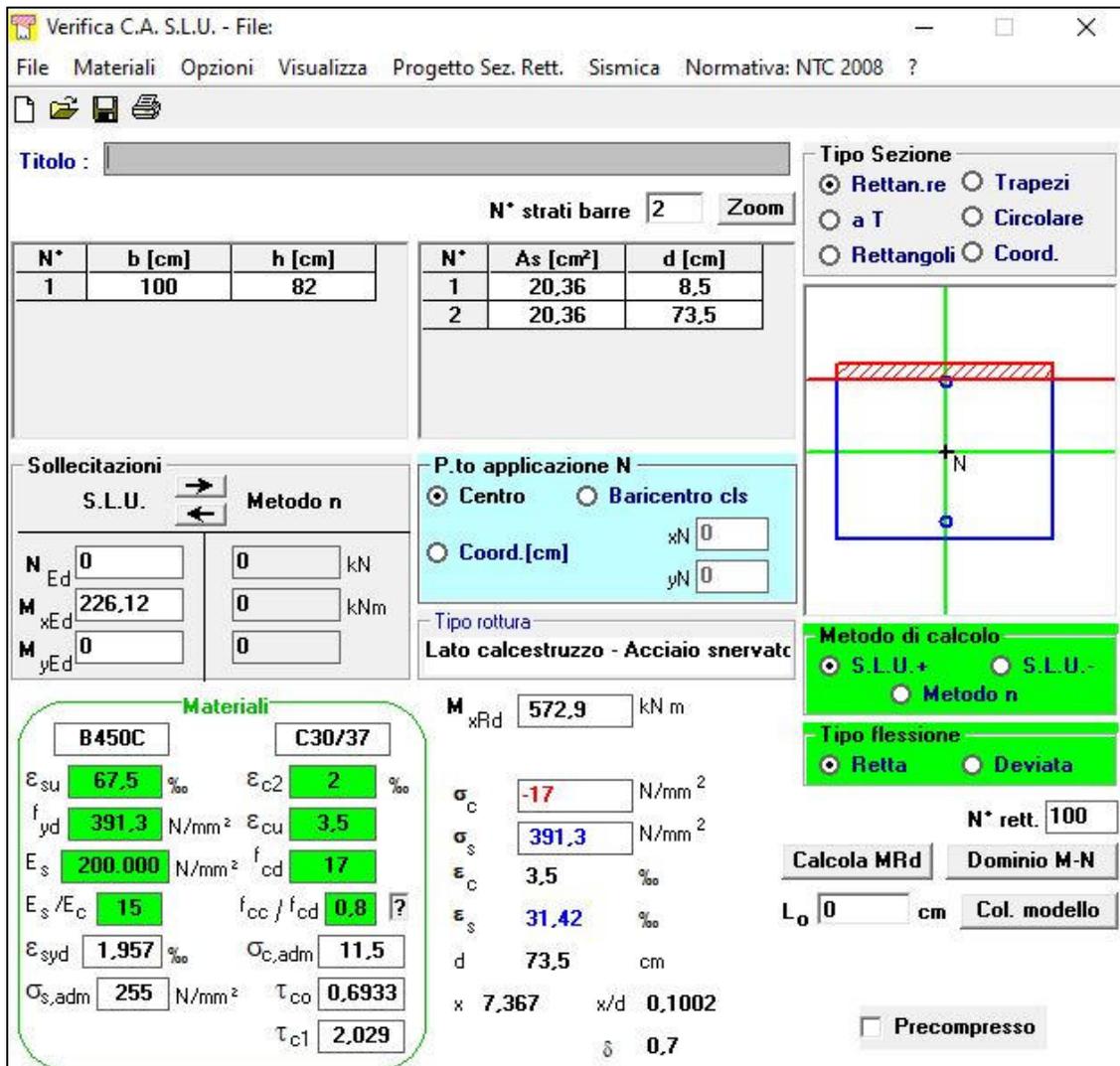
- Sezione alla base, pressoflessione

$$M_{sd} = 226.12 \text{ kNm/m}$$

$$A_S = (8 \varnothing 18)/m = 2036 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{S'} = (8 \varnothing 18)/m = 2036 \text{ mm}^2/m$$

$$|M_{Rd}| = 572.90 \text{ kNm/m} > |M_{sd}|$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo:

N\* strati barre  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	82	1	20,36	8,5
			2	20,36	73,5

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione muraria con la linea neutra (N) e l'asse di riferimento.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="226,12"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Materiali:  
**B450C** **C30/37**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kNm

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

N\* rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

Figura 10.22 – Paramento verticale, verifica pressoflessione, “H= 3÷5 m”

- Sezione alla base, taglio

$$T_{sd} = 149.54 \text{ kN/m}$$

$$A_{sw} = \text{no armatura aggiuntiva.}$$

$$|T_{Rd}| = 271.83 \text{ kN/m} > |T_{sd}|$$

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

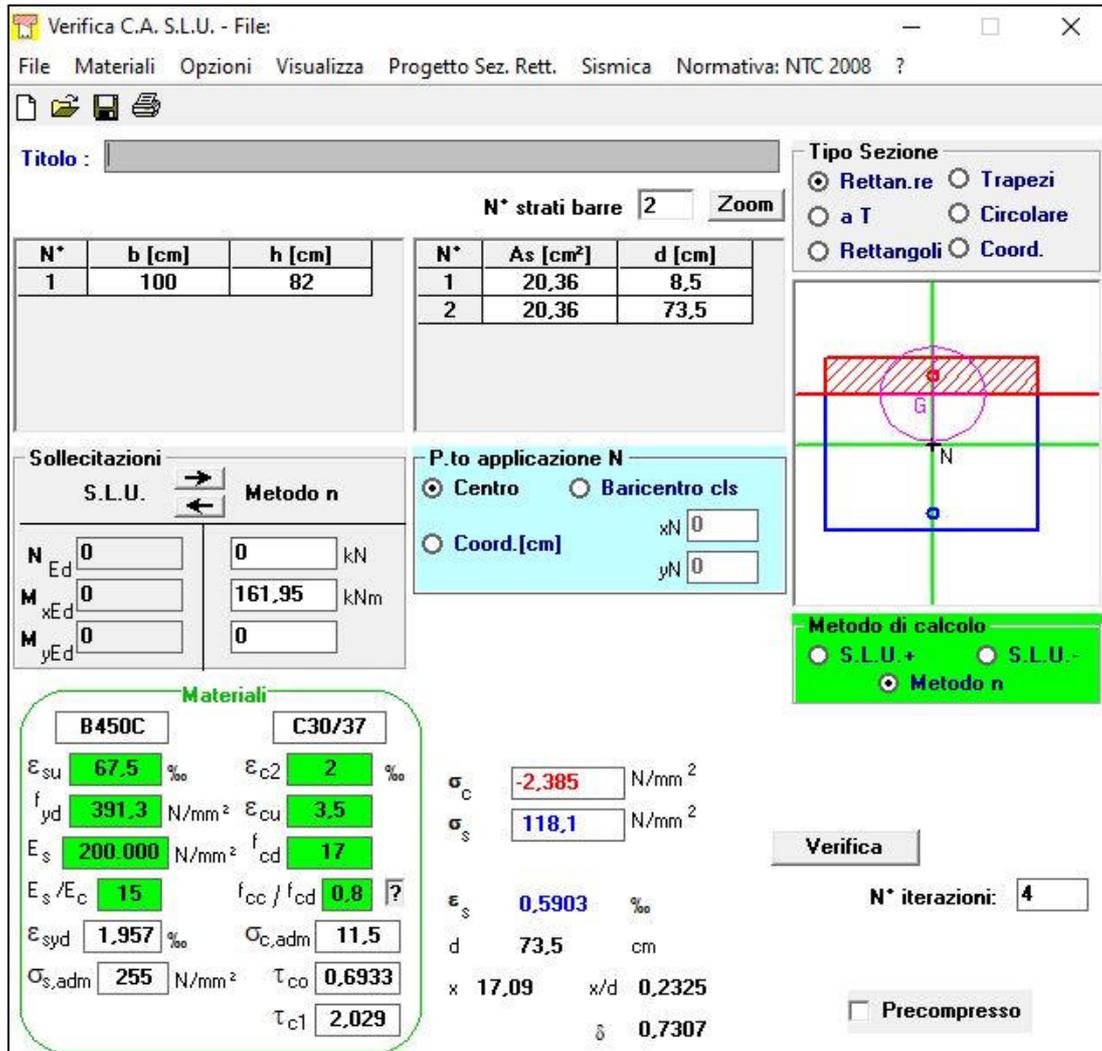
Dati di input					
Rck		37	N/mm <sup>2</sup>		
fck		30	N/mm <sup>2</sup>		
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	2,9	N/mm <sup>2</sup>	$= 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)}$	
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5			
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85			
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} =$	17,00	N/mm <sup>2</sup>	$= \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>		
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15			
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm <sup>2</sup>	$= f_{yk} / \gamma_s$	
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	149,54	kN		
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN		
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm	$= 1000$	mm
altezza della sezione	$H =$	82	cm	$= 820$	mm
Copriferro	$c =$	5	cm		
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	18	mm	(armatura compressa)	14 mm (arm.ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	18	mm	(armatura tesa)	
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm		
Numero di barre superiori	$N_2 =$	8			
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	8			
altezza utile della sezione	$d =$	73,5	cm	$= 735$	mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>					
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$					
con $V_{rd1} > V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$					
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$					
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$					
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$					
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata					
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$					
		As1=	20,36	cm <sup>2</sup>	= 2035,752 mm <sup>2</sup>
		$\rho_1 =$	0,0028		
		$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup>	
		Vrd1=	272	kN	
		Vrdmin =	264	kN	
		Vrd1 =	271,83	kN	
<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>					

Figura 10.23 – Paramento verticale, verifica a taglio, “H= 3÷5 m”

- Verifica di deformabilità

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm <sup>2</sup> ]	As,calc [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	820	4400	5,37	0,4	0,277	0,277	2035	874	19,80	3,69
verifica -->				OK							

- Verifica alla fessurazione



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	82	1	20,36	8,5
			2	20,36	73,5

Sollecitazioni  
 S.L.U. → Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali

B450C		C30/37	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8 ?
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6933
		$\tau_{c1}$	2,029

$\sigma_c$  -2,385 N/mm²  
 $\sigma_s$  118,1 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,5903 ‰  
 d 73,5 cm  
 x 17,09 w/d 0,2325  
 $\delta$  0,7307

Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Figura 10.24 – Paramento verticale, definizione delle tensioni, “H= 3÷5 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione rara si ha:

- $\sigma_c = 2.38 \text{ MPa} \leq 0,55 f_{ck} = 16.60 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_s = 118.10 \text{ MPa} \leq 0,75 f_{yk} = 337.50 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica).

La classe di esposizione considerata è la XC2, vista la normativa è imposto il seguente vincolo all’apertura delle fessure:  $w_k \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$  Nel caso corrente si ha un’apertura uguale a:

$$w_k = 0.17 \text{ mm} \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$$

Quindi nei confronti delle tensioni e delle aperture, la verifica risulta soddisfatta.

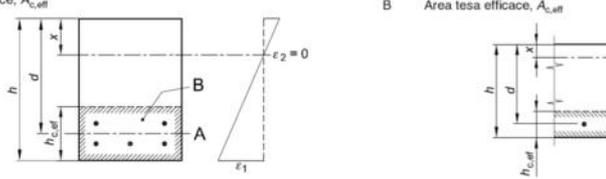
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 820 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 735 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 85 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,1</sub> = 8 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,1</sub> = 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,1</sub> = 2036 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,2</sub> = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,2</sub> = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,2</sub> = 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 30 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub> = 2,9 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub> = 32837 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub> = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub> = 118,1 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 170,9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub> = 6,09 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub> = 2036 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A <sub>c,eff.1</sub> = 212500 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.2</sub> = 216367 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.3</sub> = 410000 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.min</sub> = 212500 [mm <sup>2</sup> ]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, A<sub>c,eff</sub></p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, A<sub>c,eff</sub></p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub> = 0,00958 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub> = 2,9 [MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub> = 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub> = 0,000354 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub> = -0,000049 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] = 0,000354 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub> = 18,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,ref</sub> = 295 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k <sub>1</sub> = 0,800 [-]
	k <sub>2</sub> = 0,500 [-]
	k <sub>3</sub> = 3,400 [-]
	k <sub>4</sub> = 0,425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	s <sub>r,max.1</sub> = 489 [mm]
	s <sub>r,max.2</sub> = 844 [mm]
	s <sub>r,max</sub> = 489 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w <sub>k,jim</sub> = 0,30 [mm] w <sub>k</sub> = 0,17 [mm]

Figura 10.25 – Paramento verticale, verifica fessurazione, “H= 3÷5 m”

- Verifica delle tensioni Q.P.

Verifica C.A. S.L.U. - File

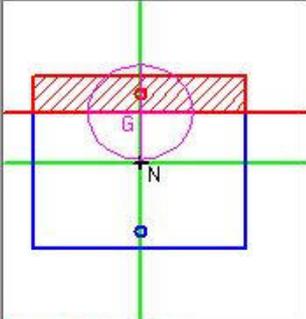
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	82	1	20,36	8,5
			2	20,36	73,5

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione: 

Sollecitazioni:  
 S.L.U.  Metodo n   
 N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali:

B450C		C30/37	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6933
		$\tau_{c1}$	2,029

$\sigma_c$  -1,702 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  84,25 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0,4212 ‰  
 d 73,5 cm  
 x 17,09 x/d 0,2325  
 $\delta$  0,7307

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Figura 10.26 – Paramento verticale, definizione delle tensioni Q.P., “H= 3÷5 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione quasi permanente si ha:

- $\sigma_c = 1.70 \text{ MPa} \leq 0.40 f_{ck} = 12.00 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente;

### 10.5.2 Soletta di fondazione

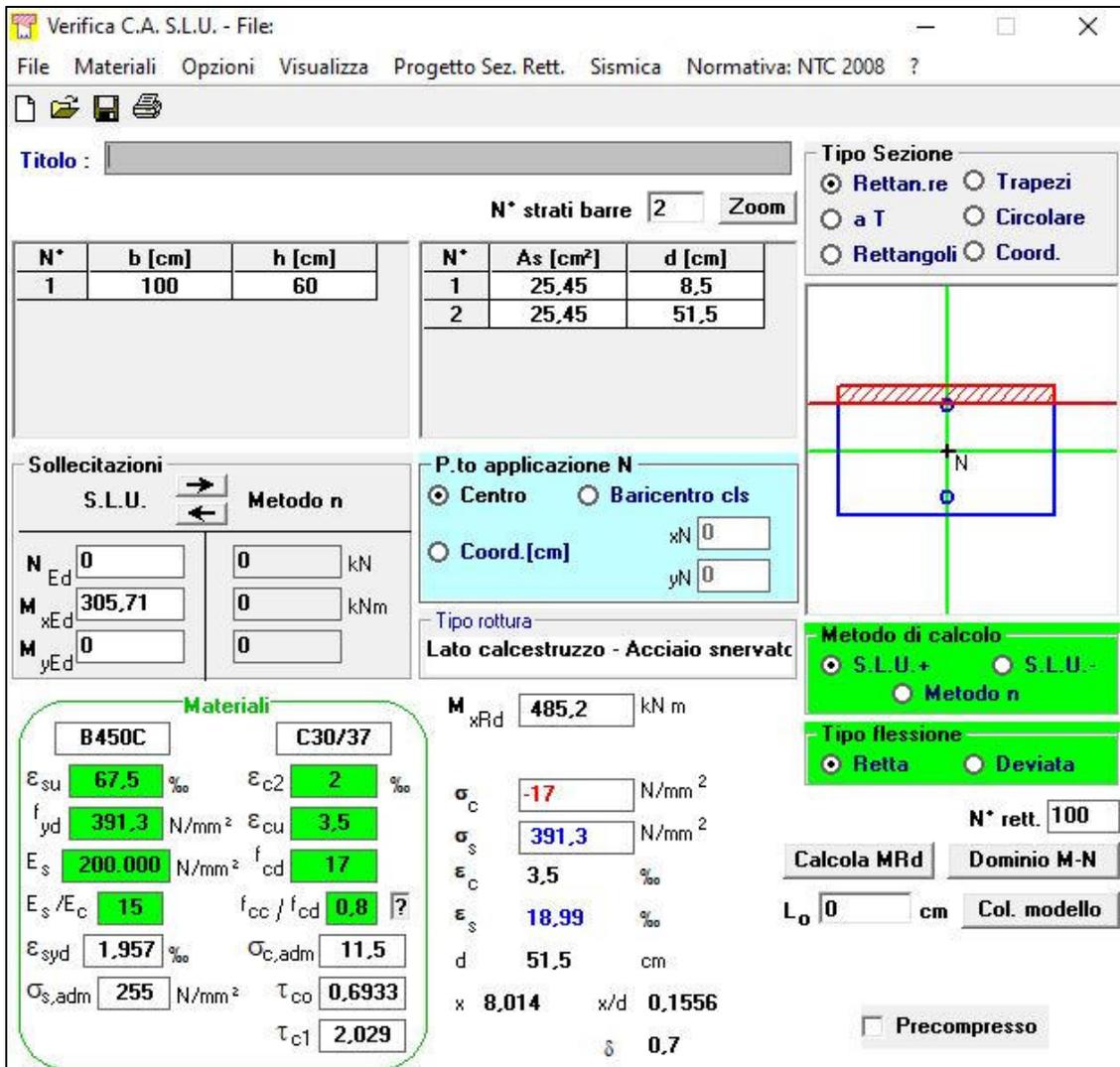
- Sezione alla base, pressoflessione

$$M_{sd} = 305.71 \text{ kNm/m}$$

$$A_s = (10 \varnothing 18)/m = 2545 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{s'} = (10 \varnothing 18)/m = 2545 \text{ mm}^2/m$$

$$|M_{Rd}| = 485.20 \text{ kNm/m} > |M_{sd}|$$



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	25,45	8,5
			2	25,45	51,5

**Tipologia Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 305,71 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipologia rottura:**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali:**  
 B450C C30/37  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11,5 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6933  
 τ<sub>c1</sub> 2,029

**Calcoli:**  
 M<sub>xRd</sub> 485,2 kNm  
 σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 18,99 ‰  
 d 51,5 cm  
 x 8,014 x/d 0,1556  
 δ 0,7

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione:**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 10.27 – Soletta di fondazione, verifica pressoflessione, “H= 3÷5 m”

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	73 di 111

- Sezione alla base, taglio

$$T_{sd} = 228.49 \text{ kN/m}$$

$$A_{sw} = \text{no armatura aggiuntiva.}$$

$$|T_{Rd}| = 246.42 \text{ kN/m} > |T_{sd}|$$

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

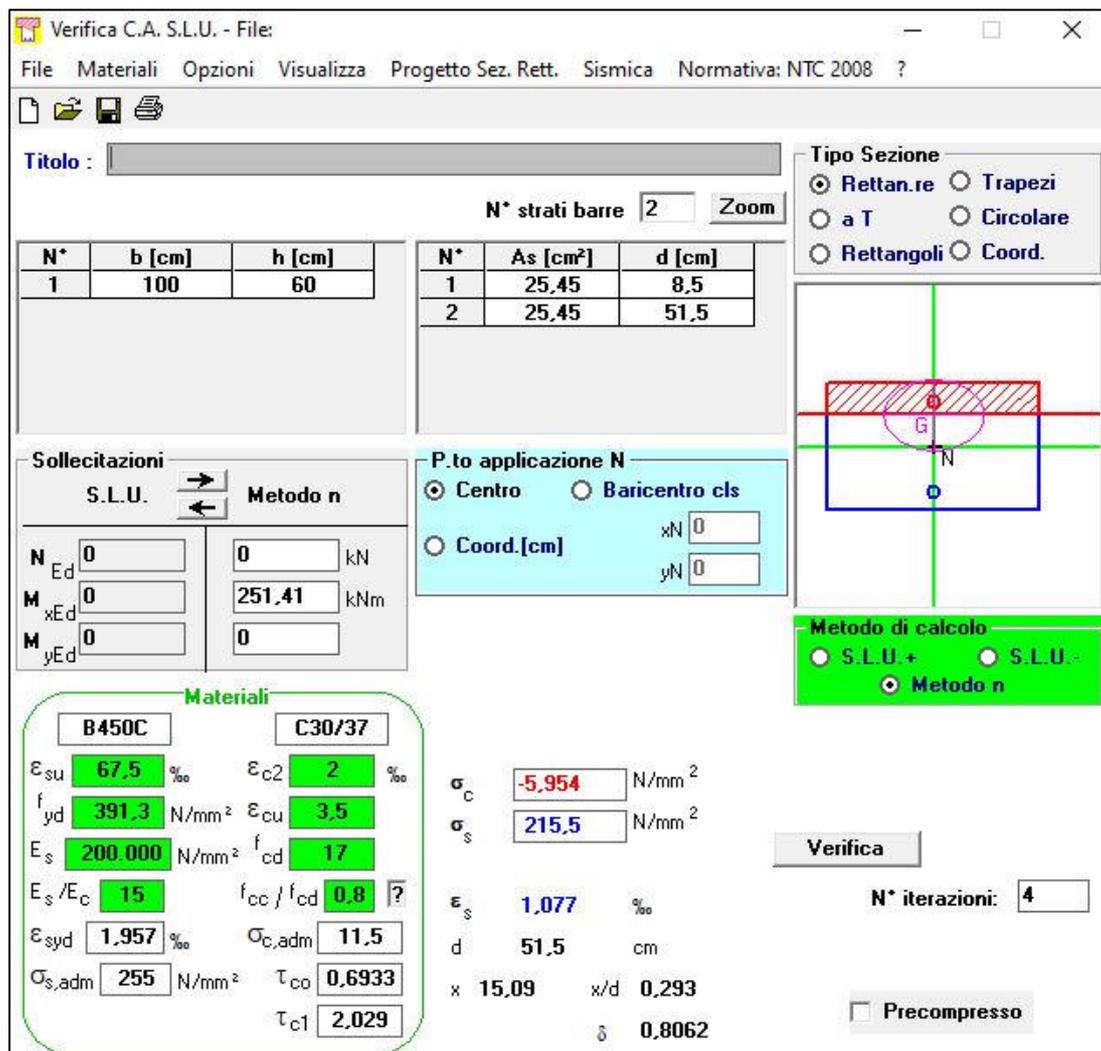
Dati di input	
Rck	37 N/mm <sup>2</sup>
fck	30 N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2 = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1,5$
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 17,00 \text{ N/mm}^2 = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 228,49 \text{ kN}$
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0 \text{ kN}$
Larghezza sezione	$b_w = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$
altezza della sezione	$H = 60 \text{ cm} = 600 \text{ mm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Diametro barre superiori	$\phi_s = 18 \text{ mm}$ (armatura compressa) <span style="margin-left: 20px;">14 mm (arm. ripartizione)</span>
Diametro barre inferiori	$\phi_i = 18 \text{ mm}$ (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 12 \text{ mm}$
Numero di barre superiori	$N_2 = 10$
Numero di barre inferiori	$N_1 = 10$
altezza utile della sezione	$d = 51,5 \text{ cm} = 515 \text{ mm}$
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b> (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)	
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K = 1,62$
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} = 0,40 \text{ N/mm}^2$
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lnet oltre la sezione considerata	$A_{s1} = 25,45 \text{ cm}^2 = 2544,69 \text{ mm}^2$
$\rho_1 = 0,0049$	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$
$V_{rd1} = 246 \text{ kN}$	
$V_{rdmin} = 204 \text{ kN}$	
$V_{rd1} = 246,42 \text{ kN}$	<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

Figura 10.28 – Soletta di fondazione, verifica a taglio, “H= 3÷5 m”

- Verifica di deformabilità

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm <sup>2</sup> ]	As,calc [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	600	4500	7,50	0,4	0,494	0,494	2543	1686	10,43	1,39
	verifica -->			OK							

- Verifica alla fessurazione



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	25,45	8,5
			2	25,45	51,5

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione trasversale con punti G (centro) e N (baricentro cls).

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	0	251,41	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali: B450C C30/37

$\epsilon_{su}$	67,5	%	$\epsilon_{c2}$	2	%
$f_{yd}$	391,3	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5	
$E_s$	200.000	N/mm²	$f_{cd}$	17	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0,8	?
$\epsilon_{syd}$	1,957	%	$\sigma_{c,adm}$	11,5	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	$\tau_{co}$	0,6933	
			$\tau_{c1}$	2,029	

$\sigma_c$  -5,954 N/mm²  
 $\sigma_s$  215,5 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1,077 %  
 d 51,5 cm  
 x 15,09 x/d 0,293  
 $\delta$  0,8062

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 10.29 – Soletta di fondazione, definizione delle tensioni, “H= 3÷5 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione rara si ha:

- $\sigma_c = 5.95 \text{ MPa} \leq 0,55 f_{ck} = 16.60 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_s = 215.50 \text{ MPa} \leq 0,75 f_{yk} = 337.50 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica).

La classe di esposizione considerata è la XC2, vista la normativa è imposto il seguente vincolo all’apertura delle fessure:  $w_k \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$  Nel caso corrente si ha un’apertura uguale a:

$$w_k = 0.25 \text{ mm} \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$$

Quindi nei confronti delle tensioni e delle aperture, la verifica risulta soddisfatta.

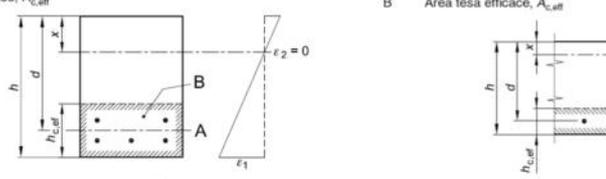
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	$h = 600$ [mm]
Larghezza della sezione	$b = 1000$ [mm]
Altezza utile della sezione	$d = 515$ [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	$d' = 85$ [mm]
Ricoprimento dell'armatura	$c = 50$ [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1} = 10$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1} = 18$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{s,t1} = 2545$ [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2} = 0$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2} = 0$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{s,t2} = 0$ [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} = 30$ [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm} = 2,9$ [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm} = 32837$ [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 450$ [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s = 200000$ [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s = 215,5$ [MPa]
Asse neutro della sezione	$x = 150,9$ [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_b = 6,09$ [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s = 2545$ [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1} = 212500$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,2} = 149700$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,3} = 300000$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,min} = 149700$ [mm <sup>2</sup> ]
<p>figura 7.1 <b>Area tesa efficace (casi tipici)</b></p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, <math>A_{c,eff}</math></p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, <math>A_{c,eff}</math></p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff} = 0,01700$ [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff} = 2,9$ [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_f = 0,4$ [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[e_{sm} - e_{cm}]_{min} = 0,000647$ [-]
	$[e_{sm} - e_{cm}]_{calc} = 0,000701$ [-]
	$[e_{sm} - e_{cm}] = 0,000701$ [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	$s = 100$ [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq} = 18,00$ [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref} = 295$ [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	$k_1 = 0,800$ [-]
	$k_2 = 0,500$ [-]
	$k_3 = 3,400$ [-]
	$k_4 = 0,425$ [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max,1} = 350$ [mm]
	$s_{r,max,2} = 584$ [mm]
	$s_{r,max} = 350$ [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
	$w_{k,lim} = 0,30$ [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	$w_k = 0,25$ [mm]

Figura 10.30 – Soletta di fondazione, verifica fessurazione, “H= 3÷5 m”

- Verifica delle tensioni Q.P.

Verifica C.A. S.L.U. - File: [ ] [ ] [ ] [ ]

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : [ ]

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	25,45	8,5
			2	25,45	51,5

Rettan.re    Trapezi  
 a T    Circolare  
 Rettangoli    Coord.

Centro    Baricentro cls  
 Coord.[cm]   xN 0   yN 0

S.L.U.+    S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**  
**B450C**   **C30/37**  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰    $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²    $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²    $f_{cd}$  17  
 $E_s/E_c$  15    $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰    $\sigma_{c,adm}$  11,5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²    $\tau_{co}$  0,6933  
 $\tau_{c1}$  2,029

$\sigma_c$  -0,5101 N/mm²  
 $\sigma_s$  18,46 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,09231 ‰  
 d 51,5 cm  
 x 15,09   x/d 0,293  
 $\delta$  0,8062

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

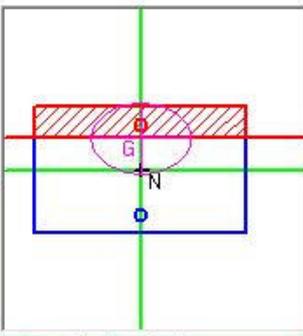


Figura 10.31 – Soletta di fondazione, definizione delle tensioni Q.P., “H= 3÷5 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione quasi permanente si ha:

- $\sigma_c = 0,51 \text{ MPa} \leq 0,40 f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente;

## 10.6 Verifiche per Muro “H = 5÷7 m”

### 10.6.1 Paramento verticale

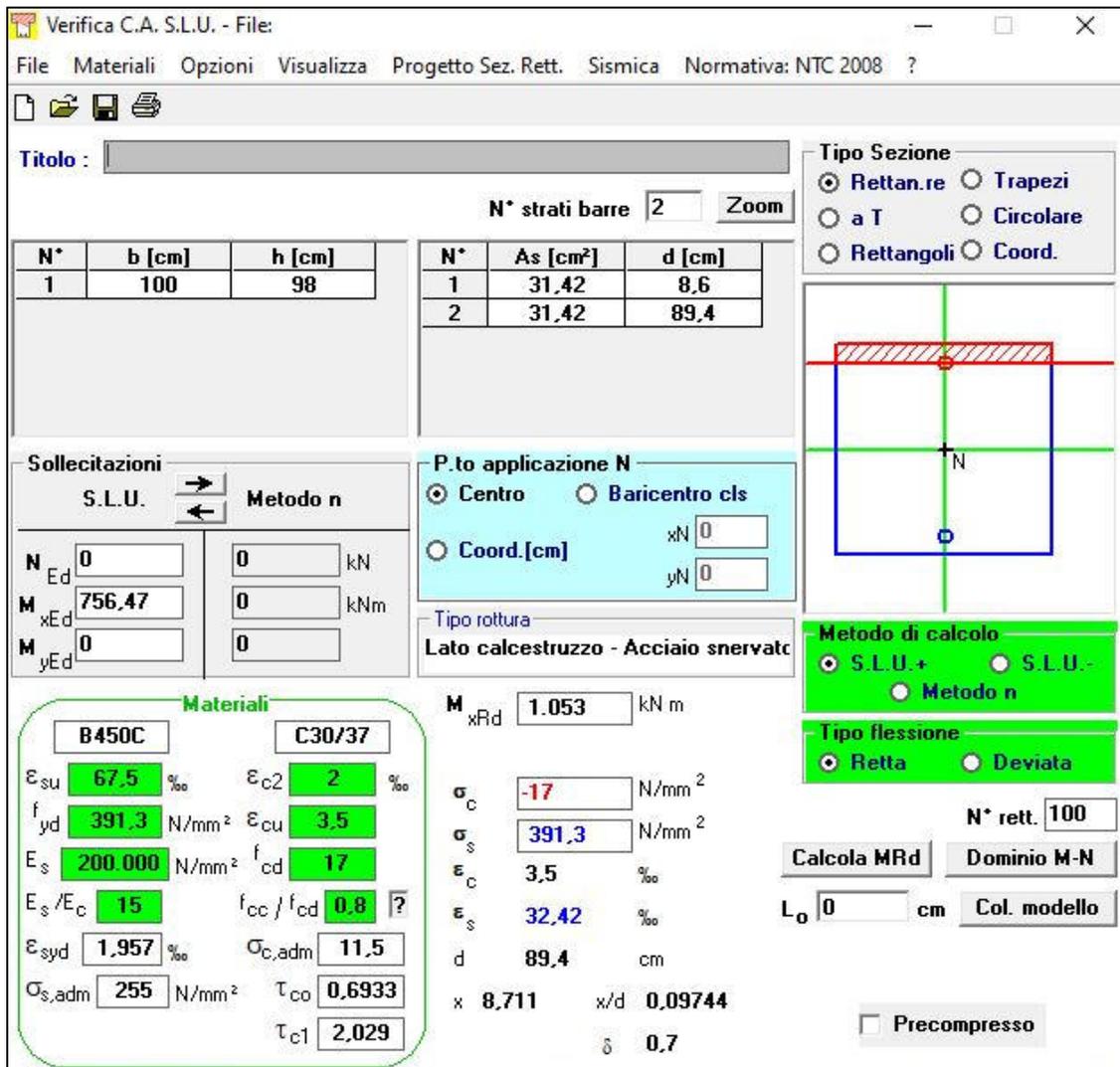
- Sezione alla base, pressoflessione

$$M_{sd} = 756.47 \text{ kNm/m}$$

$$A_S = (10 \varnothing 20)/m = 3142 \text{ mm}^2/m$$

$$A_S' = (10 \varnothing 20)/m = 3142 \text{ mm}^2/m$$

$$|M_{Rd}| = 1053 \text{ kNm/m} > |M_{sd}|$$



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	98

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	8,6
2	31,42	89,4

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="756,47"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

**Materiali**

<b>B450C</b>	<b>C30/37</b>
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3,5"/> ‰
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="17"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0,8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="11,5"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0,6933"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="2,029"/>

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d

δ

N° rett.

Calcola MRd

L<sub>0</sub>  cm

Precompresso

Figura 10.32 – Paramento verticale, verifica pressoflessione, “H= 5÷7 m”

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	78 di 111

- Sezione alla base, taglio

$$T_{sd} = 319.78 \text{ kN/m}$$

$$A_{sw} = \text{no armatura aggiuntiva.}$$

$$|T_{Rd}| = 346.49 \text{ kN/m} > |T_{sd}|$$

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

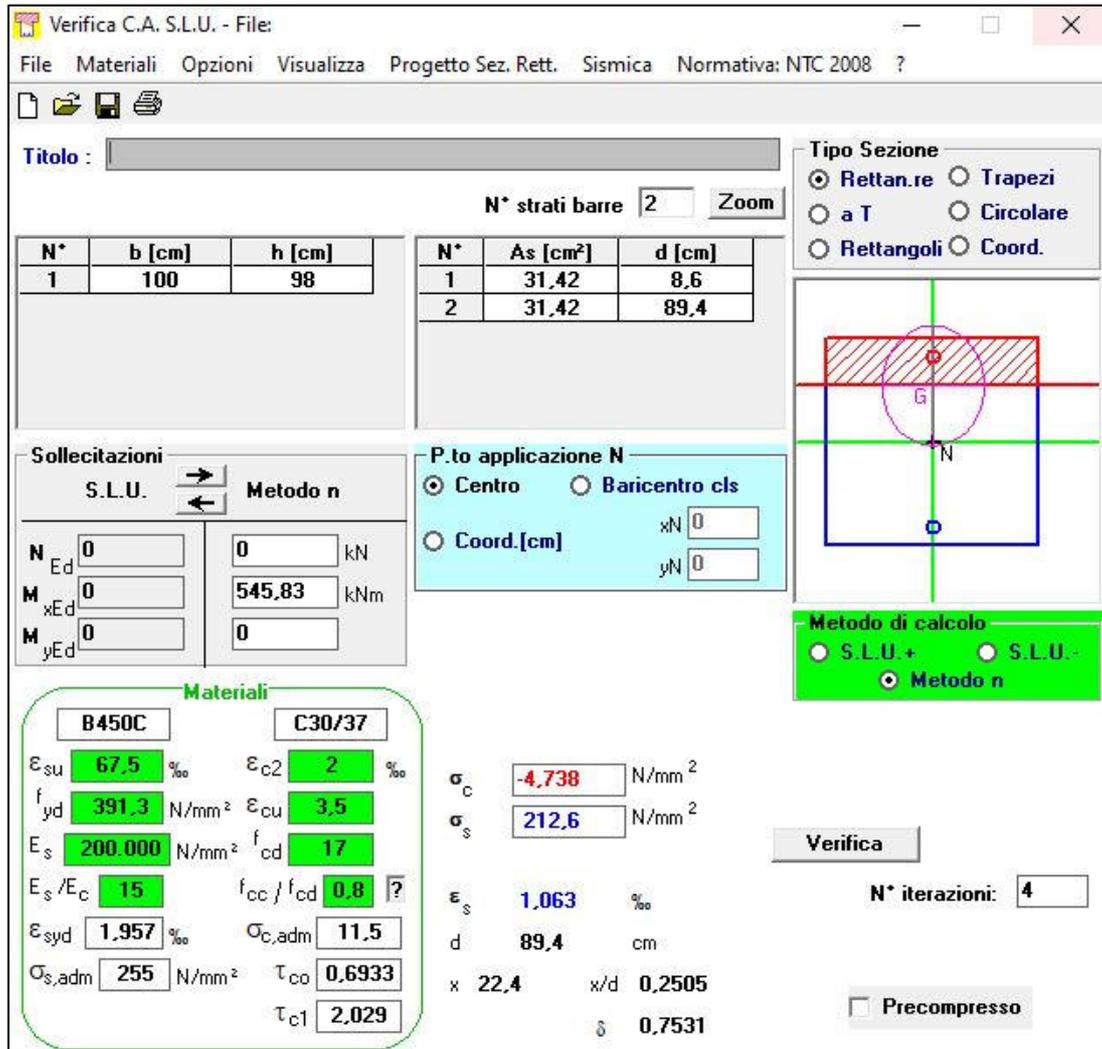
Dati di input	
Rck	37 N/mm <sup>2</sup>
fck	30 N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2 = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1,5$
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 17,00 \text{ N/mm}^2 = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 319,78 \text{ kN}$
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0 \text{ kN}$
Larghezza sezione	$b_w = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$
altezza della sezione	$H = 98 \text{ cm} = 980 \text{ mm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Diametro barre superiori	$\phi_2 = 20 \text{ mm}$ (armatura compressa) <span style="margin-left: 20px;">14 mm (arm.ripartizione)</span>
Diametro barre inferiori	$\phi_1 = 20 \text{ mm}$ (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 12 \text{ mm}$
Numero di barre superiori	$N_2 = 10$
Numero di barre inferiori	$N_1 = 10$
altezza utile della sezione	$d = 89,4 \text{ cm} = 894 \text{ mm}$
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>	
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
con $V_{rd1} > V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K = 1,47$
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} = 0,34 \text{ N/mm}^2$
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$	
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata	$A_{s1} = 31,42 \text{ cm}^2 = 3141,593 \text{ mm}^2$
$\rho_1 = 0,0035$	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$
	$V_{rd1} = 346 \text{ kN}$
	$V_{rdmin} = 306 \text{ kN}$
	<b>Vrd1 = 346,49 kN</b>
<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>	

Figura 10.33 – Paramento verticale, verifica a taglio, “H= 5÷7 m”

- Verifica di deformabilità

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,calc}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	980	5800	5,92	0,4	0,351	0,351	3140	2401	10,12	1,71
	verifica -->			OK							

- Verifica alla fessurazione



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	98	1	31,42	8,6
			2	31,42	89,4

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN  
 M xEd 0 545,83 kNm  
 M yEd 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica  
 N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6933
		$\tau_{c1}$	2,029

$\sigma_c$  -4,738 N/mm²  
 $\sigma_s$  212,6 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1,063 ‰  
 d 89,4 cm  
 x 22,4 w/d 0,2505  
 $\delta$  0,7531

Figura 10.34 – Paramento verticale, definizione delle tensioni, “H= 5÷7 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione rara si ha:

- $\sigma_c = 4.74 \text{ MPa} \leq 0,55 f_{ck} = 16.60 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_s = 212.60 \text{ MPa} \leq 0,75 f_{yk} = 337.50 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica).

La classe di esposizione considerata è la XC2, vista la normativa è imposto il seguente vincolo all’apertura delle fessure:  $w_k \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$  Nel caso corrente si ha un’apertura uguale a:

$$w_k = 0.26 \text{ mm} \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$$

Quindi nei confronti delle tensioni e delle aperture, la verifica risulta soddisfatta.

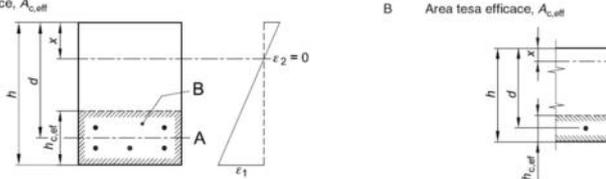
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 980 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 894 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 86 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,1</sub> = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,1</sub> = 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,1</sub> = 3142 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,2</sub> = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,2</sub> = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,2</sub> = 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 30 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub> = 2,9 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub> = 32837 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub> = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub> = 212,6 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 224 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub> = 6,09 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub> = 3142 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A <sub>c,eff.1</sub> = 215000 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.2</sub> = 252000 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.3</sub> = 490000 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.min</sub> = 215000 [mm <sup>2</sup> ]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, A<sub>c,eff</sub></p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, A<sub>c,eff</sub></p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub> = 0,01461 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub> = 2,9 [MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub> = 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub> = 0,000638 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub> = 0,000631 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] = 0,000638 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub> = 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rf</sub> = 300 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k <sub>1</sub> = 0,800 [-]
	k <sub>2</sub> = 0,500 [-]
	k <sub>3</sub> = 3,400 [-]
	k <sub>4</sub> = 0,425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	s <sub>r,max.1</sub> = 403 [mm]
	s <sub>r,max.2</sub> = 983 [mm]
	s <sub>r,max</sub> = 403 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w <sub>k,lim</sub> = 0,30 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	<b>w<sub>k</sub> = 0,26 [mm]</b>

Figura 10.35 – Paramento verticale, verifica fessurazione, “H= 5÷7 m”

- Verifica delle tensioni Q.P.

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	98	1	31,42	8,6
			2	31,42	89,4

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C		C30/37	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	11,5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6933
		τ <sub>c1</sub>	2,029

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso

Figura 10.36 – Paramento verticale, definizione delle tensioni Q.P., “H= 5÷7 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione quasi permanente si ha:

- $\sigma_c = 3.36 \text{ MPa} \leq 0.40 f_{ck} = 12.00 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente;

### 10.6.2 Soletta di fondazione

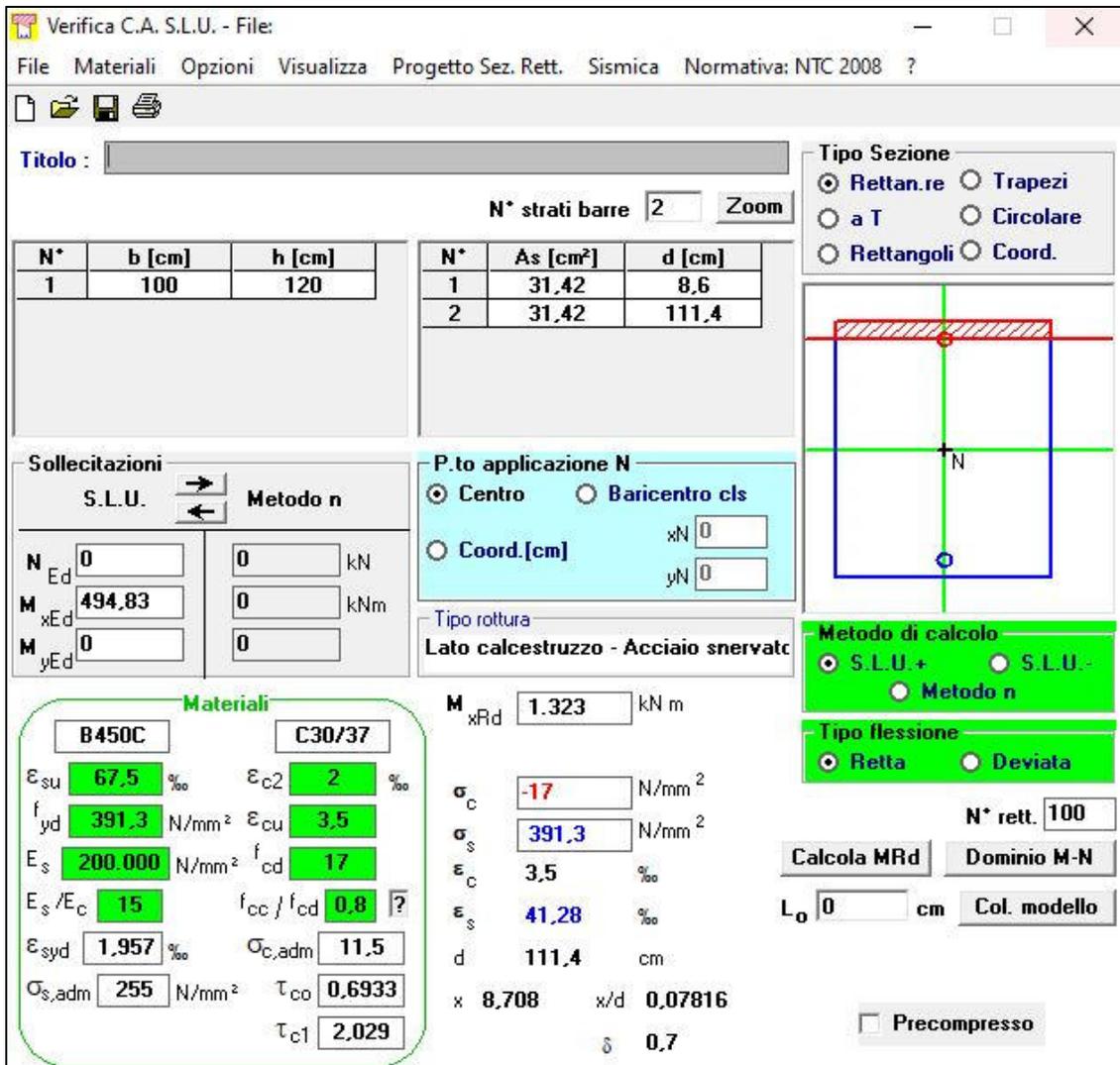
- Sezione alla base, pressoflessione

$$M_{sd} = 1323 \text{ kNm/m}$$

$$A_s = (10 \varnothing 20)/\text{m} = 3142 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s'} = (10 \varnothing 20)/\text{m} = 3142 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 494.83 \text{ kNm/m} > |M_{sd}|$$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various design parameters and results for a foundation slab. The 'Titolo' field is empty. The 'N° strati barre' is set to 2. The 'Tipo Sezione' is set to 'Rettan.re'. The 'Metodo di calcolo' is set to 'S.L.U.+'. The 'Tipo flessione' is set to 'Retta'. The 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato' is selected. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	31,42	8,6
			2	31,42	111,4

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 494,83 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Materiali**

B450C C30/37

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11,5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6933  
τ<sub>c1</sub> 2,029

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di flessione**

Retta Deviata

**Calcoli**

M<sub>xRd</sub> 1.323 kNm  
σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 41,28 ‰  
d 111,4 cm  
x 8,708 x/d 0,07816  
δ 0,7

N° rett. 100  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 10.37 – Soletta di fondazione, verifica pressoflessione, “H= 5÷7 m”

- Sezione alla base, taglio

$$T_{sd} = 248.95 \text{ kN/m}$$

$$A_{sw} = \text{no armatura aggiuntiva.}$$

$$|T_{Rd}| = 387.81 \text{ kN/m} > |T_{sd}|$$

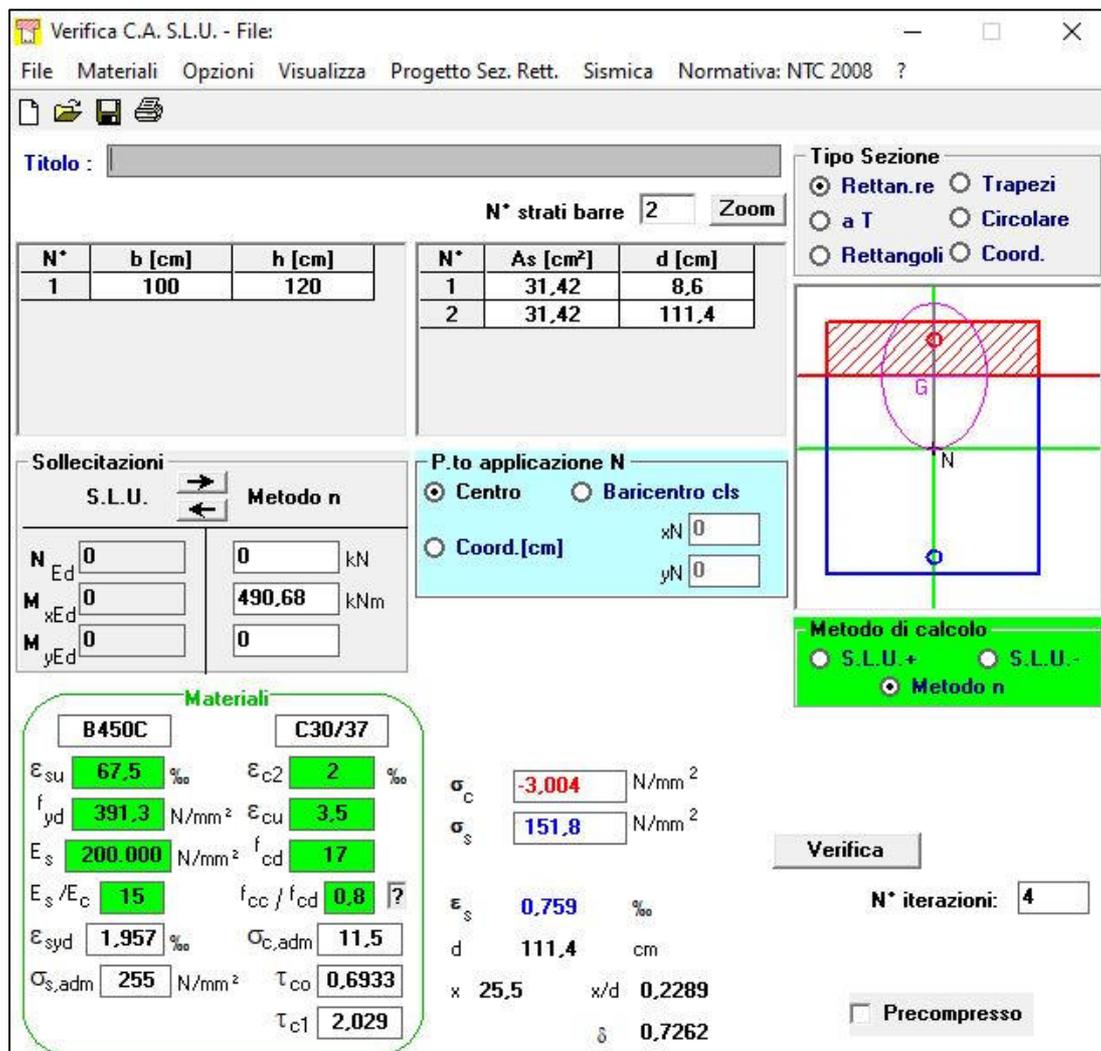
VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)										
<b>Dati di input</b>										
Rck										37 N/mm <sup>2</sup>
fck										30 N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$									2,9 N/mm <sup>2</sup> = 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$									1,5
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$									0,85
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} =$									17,00 N/mm <sup>2</sup> = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$									450 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$									1,15
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$									391 N/mm <sup>2</sup> = $f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$									248,95 kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$									0 kN
Larghezza sezione	$b_w =$									100 cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$									120 cm = 1200 mm
Copriferro	$c =$									5 cm
Diametro barre superiori	$\phi_p =$									20 mm (armatura compressa) 14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_t =$									20 mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$									12 mm
Numero di barre superiori	$N_2 =$									10
Numero di barre inferiori	$N_1 =$									10
altezza utile della sezione	$d =$									111,4 cm = 1114 mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b> (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)										
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$										
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$										
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$										$K = 1,42$
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$										$V_{min} = 0,33 \text{ N/mm}^2$
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$										
$A_{s1}$ =area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d$ oltre la sezione considerata	$A_{s1} =$									31,42 cm <sup>2</sup> = 3141,593 mm <sup>2</sup>
$\rho_1 =$										0,0028
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$									0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$V_{rd1} =$									388 kN
	$V_{rdmin} =$									363 kN
	$V_{rd1} =$									387,81 kN
<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>										

Figura 10.38 – Soletta di fondazione, verifica a taglio, “H= 5÷7 m”

- Verifica di deformabilità

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,calc}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1200	7000	5,83	0,4	0,282	0,282	3140	1261	21,00	3,60
	verifica -->			OK							

- Verifica alla fessurazione



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	31,42	8,6
			2	31,42	111,4

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="490,68"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

<b>B450C</b>	<b>C30/37</b>
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3,5"/> ‰
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="17"/> ‰
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0,8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="11,5"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0,6933"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="2,029"/>

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  w/d   
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Figura 10.39 – Soletta di fondazione, definizione delle tensioni, “H= 5÷7 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione rara si ha:

- $\sigma_c = 3.01 \text{ MPa} \leq 0,55 f_{ck} = 16.60 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_s = 151.80 \text{ MPa} \leq 0,75 f_{yk} = 337.50 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica).

La classe di esposizione considerata è la XC2, vista la normativa è imposto il seguente vincolo all’apertura delle fessure:  $w_k \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$  Nel caso corrente si ha un’apertura uguale a:

$$w_k = 0.18 \text{ mm} \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$$

Quindi nei confronti delle tensioni e delle aperture, la verifica risulta soddisfatta.

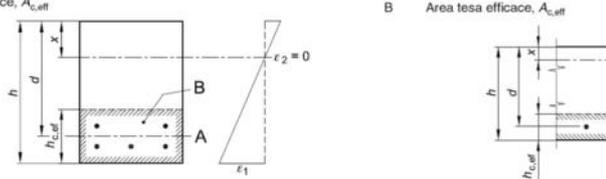
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	$h = 1200$ [mm]
Larghezza della sezione	$b = 1000$ [mm]
Altezza utile della sezione	$d = 1114$ [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	$d' = 86$ [mm]
Ricoprimento dell'armatura	$c = 50$ [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1} = 10$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1} = 20$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1} = 3142$ [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2} = 0$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2} = 0$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2} = 0$ [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck} = 30$ [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm} = 2,9$ [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm} = 32837$ [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 450$ [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s = 200000$ [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s = 151,8$ [MPa]
Asse neutro della sezione	$x = 255$ [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_b = 6,09$ [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s = 3142$ [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1} = 215000$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,2} = 315000$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,3} = 600000$ [mm <sup>2</sup> ]
	$A_{c,eff,min} = 215000$ [mm <sup>2</sup> ]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, <math>A_{c,eff}</math></p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, <math>A_{c,eff}</math></p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff} = 0,01461$ [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff} = 2,9$ [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_t = 0,4$ [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[e_{sm} - e_{cm}]_{min} = 0,000455$ [-]
	$[e_{sm} - e_{cm}]_{calc} = 0,000327$ [-]
	$[e_{sm} - e_{cm}] = 0,000455$ [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	$s = 100$ [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq} = 20,00$ [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref} = 300$ [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	$k_1 = 0,800$ [-]
	$k_2 = 0,500$ [-]
	$k_3 = 3,400$ [-]
	$k_4 = 0,425$ [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max,1} = 403$ [mm]
	$s_{r,max,2} = 1229$ [mm]
	$s_{r,max} = 403$ [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	$w_k = 0,30$ [mm]
	$w_k = 0,18$ [mm]

Figura 10.40 – Soletta di fondazione, verifica fessurazione, “H= 5÷7 m”

- Verifica delle tensioni Q.P.

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_\_\_\_\_

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	31,42	8,6
			2	31,42	111,4

Rettan.re    Trapezi  
 a T    Circolare  
 Rettangoli    Coord.

Centro    Baricentro cls  
 Coord.[cm]   xN    yN

S.L.U.+    S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**  
 B450C    C30/37

$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰	$\sigma_c$	-0,4377 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰	$\sigma_s$	22,12 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	17	$\epsilon_s$	0,1106 ‰
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8	d	111,4 cm
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5	x	25,5   x/d 0,2289
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6933	$\delta$	0,7262
		$\tau_{c1}$	2,029		

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Figura 10.41 – Soletta di fondazione, definizione delle tensioni Q.P., “H= 5÷7 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione quasi permanente si ha:

- $\sigma_c = 0,44 \text{ MPa} \leq 0,40 f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente;

## 10.7 Verifiche per Muro "H = 7÷8.50 m"

### 10.7.1 Paramento verticale

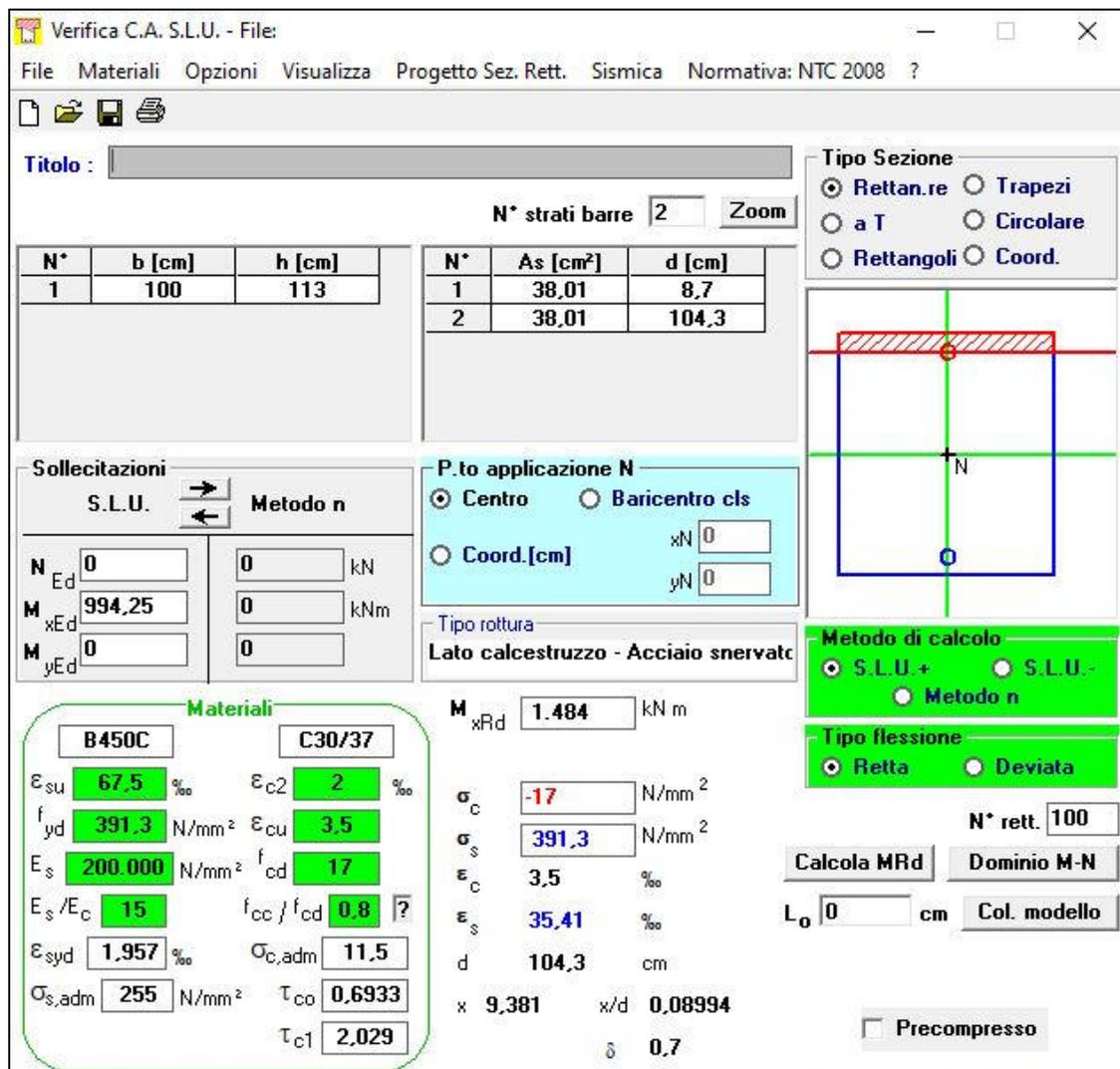
- Sezione alla base, pressoflessione

$$M_{sd} = 994.25 \text{ kNm/m}$$

$$A_S = (10 \varnothing 22)/m = 3801 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{S'} = (10 \varnothing 22)/m = 3801 \text{ mm}^2/m$$

$$|M_{Rd}| = 1484 \text{ kNm/m} > |M_{sd}|$$



Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N\* strati barre  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	113	1	38,01	8,7
			2	38,01	104,3

Solllecitazioni

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>xEd</sub>  kNm

M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d  δ

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta  Deviata

N\* rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm  Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰

f<sub>yd</sub>  N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>  ‰

E<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>  ‰

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?

ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰

σ<sub>s,adm</sub>  N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>  ‰

τ<sub>c1</sub>  ‰

Figura 10.42 – Paramento verticale, verifica pressoflessione, "H= 7÷8.50 m"

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	88 di 111

- Sezione alla base, taglio

$$T_{sd} = 380.50 \text{ kN/m}$$

$$A_{sw} = \text{no armatura aggiuntiva.}$$

$$|T_{Rd}| = 399.44 \text{ kN/m} > |T_{sd}|$$

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

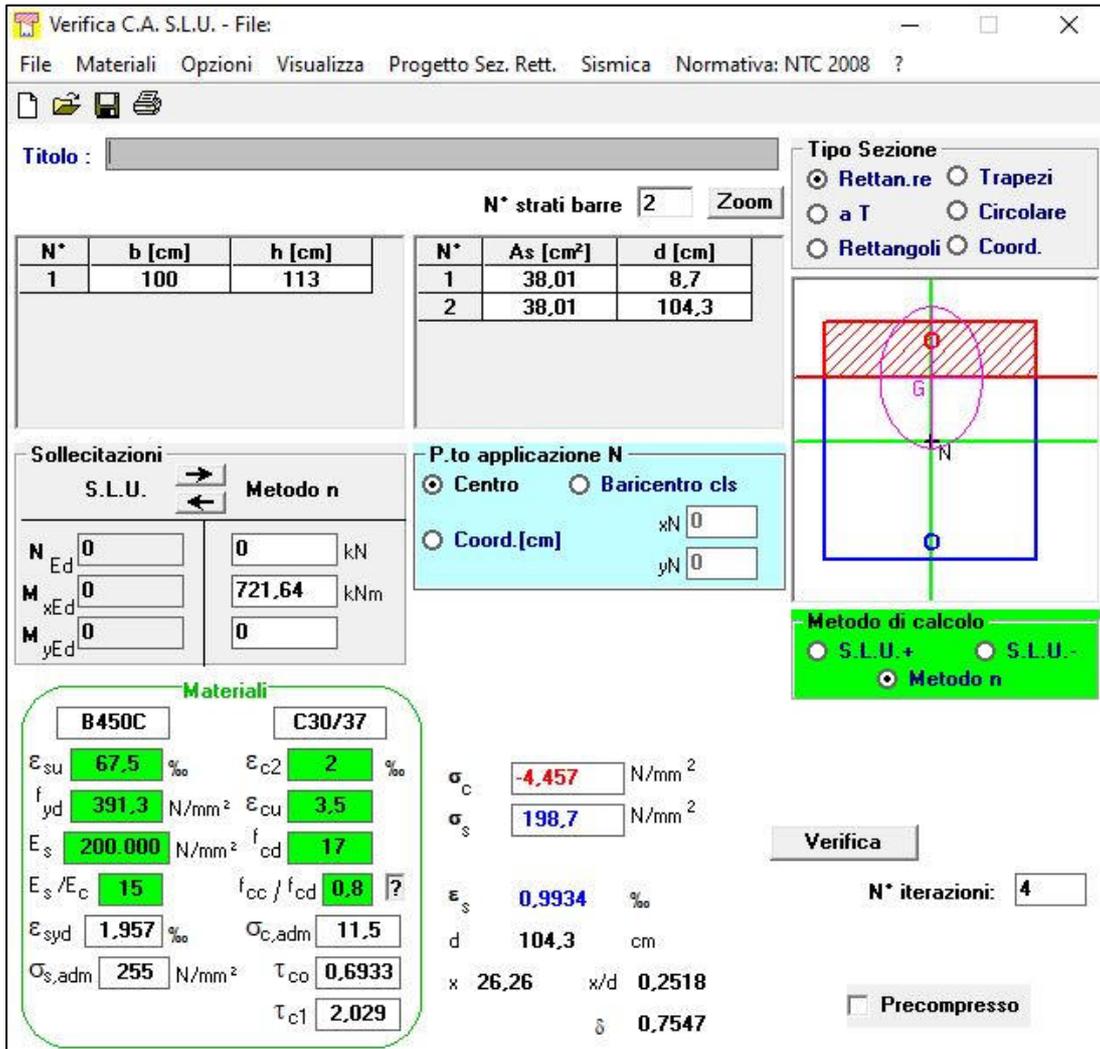
Dati di input	
Rck	37 N/mm <sup>2</sup>
fck	30 N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2 = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1,5$
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 17,00 \text{ N/mm}^2 = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 380,50 \text{ kN}$
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0 \text{ kN}$
Larghezza sezione	$b_w = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$
altezza della sezione	$H = 113 \text{ cm} = 1130 \text{ mm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Diametro barre superiori	$\phi_2 = 22 \text{ mm}$ (armatura compressa) 14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 = 22 \text{ mm}$ (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 12 \text{ mm}$
Numero di barre superiori	$N_2 = 10$
Numero di barre inferiori	$N_1 = 10$
altezza utile della sezione	$d = 104,3 \text{ cm} = 1043 \text{ mm}$
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>	
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
con $V_{rd1} > V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K = 1,44$
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ctm}^{0.5}$	$V_{min} = 0,33 \text{ N/mm}^2$
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$	
$A_{s1}$ =area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d/10$ oltre la sezione considerata	$A_{s1} = 38,01 \text{ cm}^2 = 3801,327 \text{ mm}^2$
$\rho_1 = 0,0036$	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$
	$V_{rd1} = 399 \text{ kN}$
	$V_{rdmin} = 345 \text{ kN}$
	<b>Vrd1 = 399,44 kN</b>
<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>	

Figura 10.43 – Paramento verticale, verifica a taglio, “H= 7÷8.50 m”

- Verifica di deformabilità

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,calc}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1130	7300	6,46	0,4	0,364	0,364	3799	2707	10,72	1,66
	verifica -->			OK							

- Verifica alla fessurazione



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	113	1	38,01	8,7
			2	38,01	104,3

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	0	721,64	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica  
 N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6933
		$\tau_{c1}$	2,029

$\sigma_c$	-4,457 N/mm²		
$\sigma_s$	198,7 N/mm²		
$\epsilon_s$	0,9934 ‰		
d	104,3 cm		
x	26,26	x/d	0,2518
		$\delta$	0,7547

Figura 10.44 – Paramento verticale, definizione delle tensioni, “H= 7÷8.50 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione rara si ha:

- $\sigma_c = 4.46 \text{ MPa} \leq 0,55 f_{ck} = 16.60 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_s = 198.70 \text{ MPa} \leq 0,75 f_{yk} = 337.50 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica).

La classe di esposizione considerata è la XC2, vista la normativa è imposto il seguente vincolo all’apertura delle fessure:  $w_k \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$  Nel caso corrente si ha un’apertura uguale a:

$$w_k = 0.24 \text{ mm} \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$$

Quindi nei confronti delle tensioni e delle aperture, la verifica risulta soddisfatta.

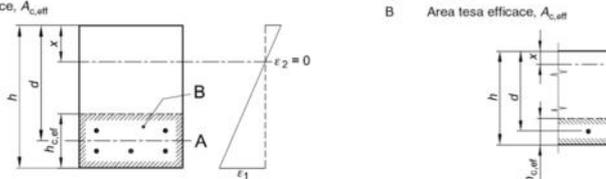
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 1130 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 1043 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 87 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,1</sub> = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,1</sub> = 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,1</sub> = 3801 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,2</sub> = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,2</sub> = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,2</sub> = 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 30 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub> = 2,9 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub> = 32837 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub> = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub> = 198,7 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 262,6 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub> = 6,09 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub> = 3801 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A <sub>c,eff.1</sub> = 217500 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.2</sub> = 289133 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.3</sub> = 565000 [mm <sup>2</sup> ] A <sub>c,eff.min</sub> = 217500 [mm <sup>2</sup> ]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, A<sub>c,eff</sub></p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, A<sub>c,eff</sub></p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>D,eff</sub> = 0,01748 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub> = 2,9 [MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>i</sub> = 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub> = 0,000596 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub> = 0,000627 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] = 0,000627 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub> = 22,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,ref</sub> = 305 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k <sub>1</sub> = 0,800 [-]
	k <sub>2</sub> = 0,500 [-]
	k <sub>3</sub> = 3,400 [-]
	k <sub>4</sub> = 0,425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	s <sub>r,max.1</sub> = 384 [mm]
	s <sub>r,max.2</sub> = 1128 [mm]
	s <sub>r,max</sub> = 384 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
	w <sub>k(lim)</sub> = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w <sub>k</sub> = 0,24 [mm]

Figura 10.45 – Paramento verticale, verifica fessurazione, “H= 7÷8.50 m”

- Verifica delle tensioni Q.P.

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	113	1	38,01	8,7
			2	38,01	104,3

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C		C30/37	
ε <sub>su</sub>	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ε <sub>c2</sub>	<input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub>	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub>	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E <sub>s</sub>	<input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="17"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	<input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="0,8"/> ?
ε <sub>syd</sub>	<input type="text" value="1,957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub>	<input type="text" value="11,5"/>
σ <sub>s,adm</sub>	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub>	<input type="text" value="0,6933"/>
		τ <sub>c1</sub>	<input type="text" value="2,029"/>

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  w/d   
 δ

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso

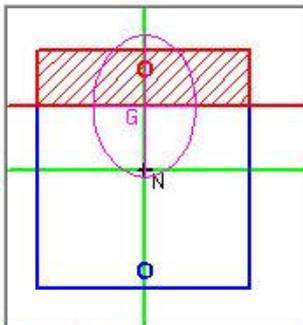


Figura 10.46 – Paramento verticale, definizione delle tensioni Q.P., “H= 7÷8.50 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione quasi permanente si ha:

- $\sigma_c = 3.31 \text{ MPa} \leq 0.40 f_{ck} = 12.00 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente;

### 10.7.2 Soletta di fondazione

- Sezione alla base, pressoflessione

$$M_{sd} = 584.79 \text{ kNm/m}$$

$$A_s = (10 \varnothing 22)/m = 3801 \text{ mm}^2/m$$

$$A_{s'} = (10 \varnothing 22)/m = 3801 \text{ mm}^2/m$$

$$|M_{Rd}| = 1588 \text{ kNm/m} > |M_{sd}|$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo:

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	38,01	8,7
			2	38,01	111,3

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="584,79"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L<sub>0</sub>  cm

Precompresso

**Materiali**

<b>B450C</b>	<b>C30/37</b>
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3,5"/> ‰
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="17"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0,8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="11,5"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0,6933"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="2,029"/>

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d

δ

Figura 10.47 – Soletta di fondazione, verifica pressoflessione, “H= 7÷8.50 m”

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	93 di 111

- Sezione alla base, taglio

$$T_{sd} = 258.78 \text{ kN/m}$$

$$A_{sw} = \text{no armatura aggiuntiva.}$$

$$|T_{Rd}| = 413.06 \text{ kN/m} > |T_{sd}|$$

**VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)**

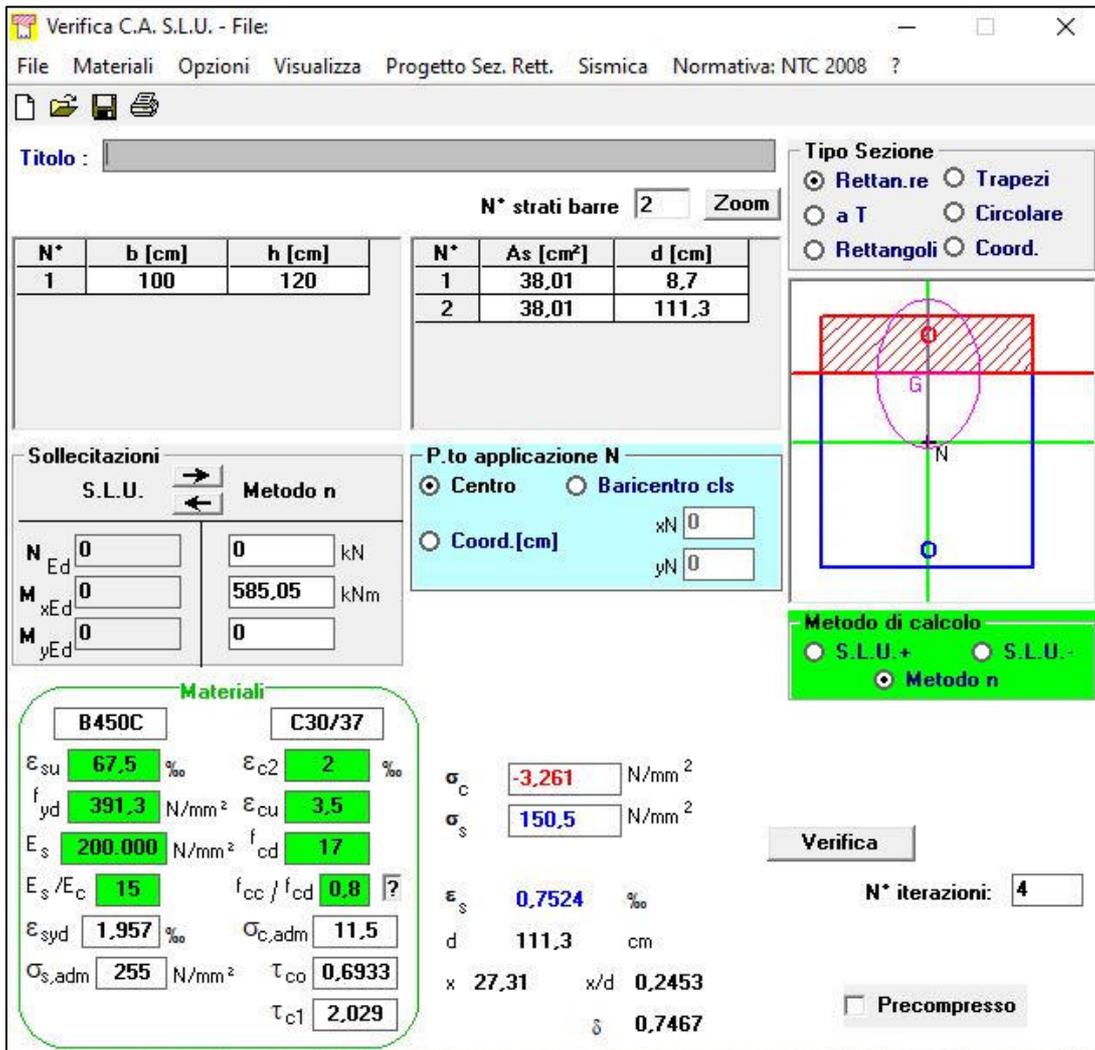
Dati di input	
Rck	37 N/mm <sup>2</sup>
fck	30 N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2 = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c = 1,5$
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} = 17,00 \text{ N/mm}^2 = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 = f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} = 258,78 \text{ kN}$
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} = 0 \text{ kN}$
Larghezza sezione	$b_w = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$
altezza della sezione	$H = 120 \text{ cm} = 1200 \text{ mm}$
Copriferro	$c = 5 \text{ cm}$
Diametro barre superiori	$\phi_s = 22 \text{ mm}$ (armatura compressa) <span style="margin-left: 20px;">14 mm (arm. ripartizione)</span>
Diametro barre inferiori	$\phi_i = 22 \text{ mm}$ (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} = 12 \text{ mm}$
Numero di barre superiori	$N_2 = 10$
Numero di barre inferiori	$N_1 = 10$
altezza utile della sezione	$d = 111,3 \text{ cm} = 1113 \text{ mm}$
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b> (rif. cap. 4.1.2.1.3.1 del D.M. 2008)	
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$	
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K = 1,42$
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ctm}^{0.5}$	$V_{min} = 0,33 \text{ N/mm}^2$
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lnet oltre la sezione considerata	$A_{s1} = 38,01 \text{ cm}^2 = 3801,327 \text{ mm}^2$
$\rho_1 = 0,0034$	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2$
$V_{rd1} = 413 \text{ kN}$	
$V_{rdmin} = 363 \text{ kN}$	
$V_{rd1} = 413,06 \text{ kN}$	<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

Figura 10.48 – Soletta di fondazione, verifica a taglio, “H= 7÷8.50 m”

- Verifica di deformabilità

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm <sup>2</sup> ]	As,calc [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1200	7500	6,25	0,4	0,341	0,341	3799	1492	19,91	3,19
	verifica -->			OK							

- Verifica alla fessurazione



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	38,01	8,7
			2	38,01	111,3

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali

B450C		C30/37	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	11,5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6933
		τ <sub>c1</sub>	2,029

σ<sub>c</sub> -3,261 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 150,5 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0,7524 ‰  
 d 111,3 cm  
 x 27,31 x/d 0,2453  
 δ 0,7467

Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Figura 10.49 – Soletta di fondazione, definizione delle tensioni, “H= 7÷8.50 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione rara si ha:

- $\sigma_c = 3.26 \text{ MPa} \leq 0,55 f_{ck} = 16.60 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica);
- $\sigma_s = 150.50 \text{ MPa} \leq 0,75 f_{yk} = 337.50 \text{ MPa}$  per combinazione rara (caratteristica).

La classe di esposizione considerata è la XC2, vista la normativa è imposto il seguente vincolo all’apertura delle fessure:  $w_k \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$  Nel caso corrente si ha un’apertura uguale a:

$$w_k = 0.17 \text{ mm} \leq w_1 = 0.30 \text{ mm}$$

Quindi nei confronti delle tensioni e delle aperture, la verifica risulta soddisfatta.

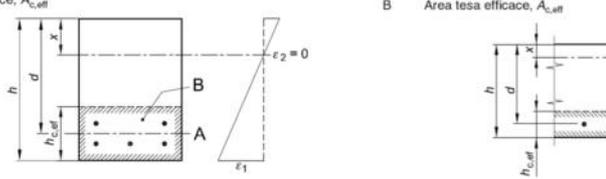
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 1200 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 1113 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 87 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,1</sub> = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,1</sub> = 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,1</sub> = 3801 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n <sub>t,2</sub> = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ <sub>t,2</sub> = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st,2</sub> = 0 [mm <sup>2</sup> ]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 30 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ct,lim</sub> = 2,9 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub> = 32837 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub> = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub> = 150,5 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 273,1 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub> = 6,09 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub> = 3801 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A <sub>c,eff.1</sub> = 217500 [mm <sup>2</sup> ]
	A <sub>c,eff.2</sub> = 308967 [mm <sup>2</sup> ]
	A <sub>c,eff.3</sub> = 600000 [mm <sup>2</sup> ]
	A <sub>c,eff,min</sub> = 217500 [mm <sup>2</sup> ]
<p>figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, A<sub>c,eff</sub></p> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, A<sub>c,eff</sub></p> 	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub> = 0,01748 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub> = 2,9 [MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub> = 0,4 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub> = 0,000452 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub> = 0,000386 [-]
	[ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub> ] = 0,000452 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub> = 22,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,ref</sub> = 305 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub> = 0,800 [-]
	k <sub>2</sub> = 0,500 [-]
	k <sub>3</sub> = 3,400 [-]
	k <sub>4</sub> = 0,425 [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	s <sub>r,max.1</sub> = 384 [mm]
	s <sub>r,max.2</sub> = 1205 [mm]
	s <sub>r,max</sub> = 384 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w <sub>k,lim</sub> = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w <sub>k</sub> = 0,17 [mm]

Figura 10.50 – Soletta di fondazione, verifica fessurazione, “H= 7÷8.50 m”

- Verifica delle tensioni Q.P.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N\* strati barre  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	38,01	8,7
			2	38,01	111,3

Sollecitazioni

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN

M<sub>xEd</sub>   kNm

M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C		C30/37	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6933
		$\tau_{c1}$	2,029

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$   ‰

d  cm

x  x/d   $\delta$

Verifica

N\* iterazioni:

Precompresso

Figura 10.51 – Soletta di fondazione, definizione delle tensioni Q.P., “H= 7÷8.50 m”

Per quanto riguarda la verifica delle tensioni di esercizio secondo la combinazione quasi permanente si ha:

- $\sigma_c = 0.51 \text{ MPa} \leq 0.40 f_{ck} = 12.00 \text{ MPa}$  per combinazione quasi permanente;

## 11 VERIFICHE GEOTECNICHE – MURO DI SOSTEGNO

Si riportano in seguito le verifiche geotecniche per i muri di sostegno in questione, rispetto al ribaltamento, allo scorrimento e alla capacità portante, per i fattori di sicurezza più stringenti e descritti nel capitolo “Risultati del modello”.

### 11.1 Verifiche per Muro “H= 0÷2 m”

- Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLE										
In accordo con D.M. 17/01/2018										
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO					STATO LIMITE					
Altezza della mensola (Hp)	Hp	1,50	m		SPOSTAMENTO LATERALE		SLV			
Spessore sommità mensola (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,40	m		STRU					
Larghezza totale soletta (B)	B	2,00	m		β <sub>M</sub>	0,38				
Larghezza oltre la mensola (Bv)	Bv	0,30	m		a <sub>g</sub> (SLV)	0,097	a <sub>g</sub> (SLV)	0,233		
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	0,50	m		S <sub>s</sub>			1,170		
Altezza dente (Hd)	Hd	0,00	m		S <sub>T</sub>			1,000		
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,00	m		ANGOLI					
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>		φ'	36,0	rad	0,6		
Angolo di attrito del terreno di riporto	φ'	36,00	°		α	84,3	rad	1,5		
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa		η	90,0	rad	1,6		
Carico da corsia/binario 1 in sommità	ferrovia	q <sub>1,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	2,14				
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	1,50				
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	2,00				
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	4,47				
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	1,50				
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	2,00				
Sovraccarichi in superficie uniforme	Presente	q	10,00	kPa						
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>		COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3					
Inclinazione interna mensola	α	84,29	°		FAV		SFAV			
Inclinazione esterna mensola	η	90,00	°		G1	1,000	1,000			
Inclinazione terreno	β	0,00	°		G2	1,000	1,000			
Angolo d'attrito muro-terreno	δ	0,00	fraz	0,00	Q	0,000	1,000			
Coefficiente di spinta a riposo	K <sub>0</sub>	0,41			ECC	0,000	0,000			
Parametri pseudo-statici		k <sub>H</sub>	0,104							
		k <sub>V</sub>	-0,052	↑ alto						
Delta coefficiente di spinta sismica		K <sub>sp</sub>	0,044							
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Wood)					
Spinta orizzontale totale	S <sub>h</sub>	17,14	kN/m		ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub>	3,31	kN/m		
Spinta verticale	S <sub>v</sub>	1,71	kN/m		ΔSpinta verticale	S <sub>VE</sub>	0,33	kN/m		
Spinta orizzontale - terreno	S <sub>h,T</sub>	15,59	kN/m		Δspinta orizzontale - terreno	S <sub>h,TE</sub>	3,31	kN/m		
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Variable	S <sub>h,q</sub>	1,56	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	S <sub>h,qE</sub>	0,00	kN/m		
Spinta orizzontale - carico ferroviario		S <sub>h,q1</sub>	0,00	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico ferroviario	S <sub>h,q1E</sub>	0,00	kN/m		
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>v,q</sub>	10,90	kN/m						
Peso terreno sopra soletta	W <sub>T</sub>	34,91	kN/m							
Peso soletta	W <sub>S</sub>	25,00	kN/m							
Peso mensola	W <sub>M</sub>	17,81	kN/m							
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI					
Terreno sopra soletta		3,62	kN/m		Terreno sopra soletta		-1,81	kN/m		
Soletta		2,59	kN/m		Soletta		-1,29	kN/m		
Mensola		1,85	kN/m		Mensola		-0,92	kN/m		
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI										
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	6,77	kN/m	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,50	ψ <sub>21</sub>	0,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA					
Braccio spinta verticale	b-S <sub>v</sub>	2,00	m		Braccio Δ spinta orizzontale	b-ΔS <sub>sp,h</sub>	1,00	m		
Braccio spinta orizzontale - terreno	b-S <sub>h,T</sub>	0,67	m		Peso terreno sopra soletta - orizzontale	b-W <sub>T,in</sub>	1,25	m		
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico	b-S <sub>h,q</sub>	1,00	m		Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub>	0,25	m		
Braccio spinta orizzontale - carico ferroviario	b-S <sub>h,1</sub>	0,00	m		Peso mensola - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub>	1,25	m		
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta	b-S <sub>v,q</sub>	1,43	m							
Braccio Peso terreno sopra soletta	b-W <sub>T</sub>	1,43	m							
Braccio Peso soletta	b-W <sub>S</sub>	1,00	m							
Braccio Peso mensola	b-W <sub>M</sub>	0,61	m							
Braccio carico orizzontale 1	b-F <sub>H1</sub>	1,50	m							
COEFFICIENTE PARZIALE		γ <sub>R</sub>	1,00							
MOMENTO STABILIZZANTE		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	100,82							
MOMENTO INSTABILIZZANTE		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	22,73							
FATTORE DI SICUREZZA		F <sub>S</sub>	4,44	VERIFICATO						

**RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	98 di 111

- Scorrimento

**VERIFICA A SCORRIMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA**

In accordo con D.M. 17/01/2018

**GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO**

Altezza della mensola	H	1,50	m					STATO LIMITE	SLV
Spessore mensola	s <sub>1</sub>	0,40	m					SPOSTAMENTO LATERALE	STRU
Larghezza totale soletta	B	2,00	m					β <sub>M</sub>	0,38
Larghezza oltre la mensola	B*	0,30	m					a <sub>max</sub>	0,233
Altezza soletta	s <sub>2</sub>	0,50	m					<b>ANGOLI</b>	
Altezza dente (Hd)	Hd	0,00	m					φ <sub>Δ</sub>	41,0 rad 0,6
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,00	m					α	84,3 rad 1,5
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>					η	90,0 rad 1,6
Angolo di attrito del terreno di fondazione	φ'	41,00	°					β	0,0 rad 0,0
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa					φ'	41,0 rad 0,7
Carico da corsia/binario 1 in sommità	ferrovia	q <sub>1,sup</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	2,14			θ	27,5 rad 0,5
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	1,50			ξ	5,7 rad 0,1
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	2,00			θ <sub>k</sub>	6,2 rad 0,1
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	4,47			ζ	90,0 rad 1,6
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	1,50				
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	2,00			<b>COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3</b>	
Sovraccarichi in superficie uniforme		q	10,00 kPa						FAV SFAV
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>C</sub>	25,00 kN/m <sup>3</sup>					G1	1,000 1,000
Inclinazione interna mensola		α	84,29 °					G2	1,000 1,000
Inclinazione esterna mensola		η	90,00 °				A1	Q	0,000 1,000
Inclinazione terreno		β	0,00 °					ECC	0,000 0,000
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	27,47	fraz	0,67				
Coefficiente di spinta attiva		KA	0,41						
<b>Parametri pseudo-statici</b>		k <sub>H</sub>	0,104						
		k <sub>V</sub>	-0,052	alto					
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>		K <sub>ae</sub>	0,044						

**CARICHI PERMANENTI**

Spinta orizzontale totale	Sh	17,14	kN/m	ΔSpinta orizzontale	SE	3,31	kN/m
Spinta verticale	Sv	1,71	kN/m	ΔSpinta verticale	SvE	0,33	kN/m
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	15,59	kN/m	Δspinta orizzontale - terreno	Sh,TE	3,31	kN/m
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Variabile	Sh,q	1,56	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	Sh,qE	0,00	kN/m
Spinta orizzontale - carico ferroviario		Sh,q1	0,00	ΔSpinta orizzontale - carico ferroviario	Sh,q1E	0,00	kN/m
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		Sv,q	10,90				
Peso terreno sopra soletta	WT	34,91	kN/m				
Peso soletta	WS	25,00	kN/m				
Peso mensola	WM	17,81	kN/m				
Peso dente	WD	0,00	kN/m				
Spinta passiva dente	SPD	0,00	kN/m				

**FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI**

Terreno sopra soletta	4	kN/m	Terreno sopra soletta	-2	kN/m
Soletta	3	kN/m	Soletta	-1	kN/m
Mensola	2	kN/m	Mensola	-1	kN/m
Dente	0	kN/m	Dente	0	kN/m

**FORZE D'INERZIA VERTICALI**
**CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI**

TIPO	Q -	SFAV	F <sub>H1</sub>	6,77	kN/m	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,50	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H2</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>02</sub>	0,00	ψ <sub>12</sub>	0,00	ψ <sub>22</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H3</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>03</sub>	0,00	ψ <sub>13</sub>	0,00	ψ <sub>23</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H4</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>04</sub>	0,00	ψ <sub>14</sub>	0,00	ψ <sub>24</sub>	0,00

**COEFFICIENTE PARZIALE**

 γ<sub>R</sub> 1,00

**RISULTANTE VERTICALE** N (kN/m) 86,65

**AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE** T<sub>Rd</sub> (kN/m) 45,05

**AZIONE ORIZZONTALE AGENTE** T<sub>Ed</sub> (kN/m) 32,57

**FATTORE DI SICUREZZA** F<sub>s</sub> 1,38

**VERIFICATO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	99 di 111

## • Capacità Portante

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI FORMULA GENERALE DI BRINCH - HANSEN (1970)			Fattori di capacità portante			
CONDIZIONI DRENATE			$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$			
			$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_{\gamma}$
Peso specifico del terreno di fondazione	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19,00	0	5,14	1,00	0,00
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\phi'$ (°) =	41,00	1	5,38	1,09	0,07
Coesione in condizioni drenate	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =		2	5,63	1,20	0,15
Affondamento della fondazione	D (m) =	0,50	3	5,90	1,31	0,24
Dim. minore fondazione	B (m) =	2,00	4	6,19	1,43	0,34
Dim. maggiore fondazione	L (m) =	1,00	5	6,49	1,57	0,45
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	211,99	6	6,81	1,72	0,57
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	34,52	7	7,16	1,88	0,71
Momento flettente su B	M1 (kNm) =	-40,07	8	7,53	2,06	0,86
Momento flettente su L	M2 (kNm) =	0,00	9	7,92	2,25	1,03
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	2,38	10	8,34	2,47	1,22
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	1,00	11	8,80	2,71	1,44
Pressione agente sul terreno di fondazione	P (kN/m <sup>2</sup> ) =	105,99	12	9,28	2,97	1,69
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m <sup>2</sup> ) =	20,00	13	9,81	3,26	1,97
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0,0	14	10,37	3,59	2,29
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	0,0	15	10,98	3,94	2,65
Tipo fondazione (se nastriforme porre L = 1m)		Nastriforme	16	11,63	4,34	3,06
Fattori di capacità portante	$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	130,21	17	12,34	4,77	3,53
	$N_q = \exp[p \cdot \tan(\phi')] \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$	73,90	18	13,10	5,26	4,07
	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\phi')$	83,86	19	13,93	5,80	4,68
			20	14,83	6,40	5,39
			21	15,81	7,07	6,20
			22	16,88	7,82	7,13
			23	18,05	8,66	8,20
			24	19,32	9,60	9,44
			25	20,72	10,66	10,88
			26	22,25	11,85	12,54
			27	23,94	13,20	14,47
			28	25,80	14,72	16,72
			29	27,86	16,44	19,34
			30	30,14	18,40	22,40
			31	32,67	20,63	25,99
			32	35,49	23,18	30,21
			33	38,64	26,09	35,19
			34	42,16	29,44	41,06
			35	46,12	33,30	48,03
			36	50,59	37,75	56,31
			37	55,63	42,92	66,19
			38	61,35	48,93	78,02
			39	67,87	55,96	92,25
			40	75,31	64,20	109,41
			41	83,86	73,90	130,21
			42	93,71	85,37	155,54
			43	105,11	99,01	186,53
			44	118,37	115,31	224,63
			45	133,87	134,87	271,75
			46	152,10	158,50	330,34
			47	173,64	187,21	403,65
			48	199,26	222,30	496,00
			49	229,92	265,50	613,14
			50	266,88	319,06	762,86
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>	$\gamma_R$	1,40				
<b>CAPACITA' PORTANTE LIMITE</b>	$Q_{lim}$ (kPa) =	2390,73				
<b>COEFFICIENTE DI SICUREZZA</b>	$FS = (Q_{lim} - q) / (Q_{es} - q) =$	26,82	<b>VERIFICATO</b>			

 User:  
 Peso efficace terreno  
 fondazione

## 11.2 Verifiche per Muro "H= 2÷3 m"

- Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA										
In accordo con D.M. 17/01/2018										
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO										
Altezza della mensola (Hp)	Hp	2,50	m					STATO LIMITE	SLV	
Spessore sommità mensola (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,40	m					SPOSTAMENTO LATERALE	STRU	
Larghezza totale soletta (B)	B	3,00	m					β <sub>M</sub>	0,38	
Larghezza oltre la mensola (Bv)	Bv	0,30	m					a <sub>g(SLV)</sub>	0,097	
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	0,50	m					a <sub>g(SLV)</sub>	0,233	
Altezza dente (Hd)	Hd	0,00	m					S <sub>S</sub>	1,170	
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,00	m					S <sub>T</sub>	1,000	
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>					ANGOLI		
Angolo di attrito del terreno di riporto	φ'	36,00	°					φ'	36,0	
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa					α	84,3	
Carico da corsia/binario 1 in sommità	ferrovia	q <sub>1,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	2,14		η	90,0	
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	2,50		β	0,0	
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	3,00		δ	0,0	
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	4,47		θ	63,0	
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	2,50		ξ	5,7	
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	3,00		θ <sub>k</sub>	6,2	
Sovaccarichi in superficie uniforme	Presente	q	10,00	kPa				ζ	90,0	
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>				COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3		
Inclinazione interna mensola		α	84,29	°						
Inclinazione esterna mensola		η	90,00	°				FAV	SFAV	
Inclinazione terreno		β	0,00	°				G1	1,000	
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	0,00	fraz	0,00			G2	1,000	
Coefficiente di spinta a riposo		K0	0,41					Q	0,000	
								ECC	0,000	
Parametri pseudo-statici		K <sub>H</sub>	0,104							
		K <sub>V</sub>	-0,052							
Delta coefficiente di spinta sismica		K <sub>BB</sub>	0,044							
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Wood)					
Spinta orizzontale totale	S <sub>H</sub>	37,40	kN/m		ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub>	7,45	kN/m		
Spinta verticale	S <sub>V</sub>	3,74	kN/m		ΔSpinta verticale	S <sub>VE</sub>	0,74	kN/m		
Spinta orizzontale - terreno	S <sub>H,T</sub>	35,07	kN/m		ΔSpinta orizzontale - terreno	S <sub>H,TE</sub>	7,45	kN/m		
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Variabile	S <sub>H,Q</sub>	2,33	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	S <sub>H,QE</sub>	0,00	kN/m		
Spinta orizzontale - carico ferroviario		S <sub>H,q1</sub>	0,00	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico ferroviario	S <sub>H,q1E</sub>	0,00	kN/m		
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>V,q</sub>	19,44	kN/m						
Peso terreno sopra soletta	W <sub>T</sub>	103,31	kN/m							
Peso soletta	W <sub>S</sub>	37,50	kN/m							
Peso mensola	W <sub>M</sub>	32,81	kN/m							
Peso dente	W <sub>D</sub>	0,00	kN/m							
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI					
Terreno sopra soletta		10,70	kN/m		Terreno sopra soletta		-5,35	kN/m		
Soletta		3,88	kN/m		Soletta		-1,94	kN/m		
Mensola		3,40	kN/m		Mensola		-1,70	kN/m		
Dente		0,00	kN/m		Dente		0,00	kN/m		
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI										
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	7,03	kN/m	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,50	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H2</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>02</sub>	0,00	ψ <sub>12</sub>	0,00	ψ <sub>22</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H3</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>03</sub>	0,00	ψ <sub>13</sub>	0,00	ψ <sub>23</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H4</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>04</sub>	0,00	ψ <sub>14</sub>	0,00	ψ <sub>24</sub>	0,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA					
Braccio spinta verticale	b-S <sub>a</sub>	3,00	m		Braccio Δ spinta orizzontale	b-ΔS <sub>oe,h</sub>	1,50	m		
Braccio spinta orizzontale - terreno	b-S <sub>H,T</sub>	1,00	m		Peso terreno sopra soletta - orizzontale	b-W <sub>T,in</sub>	1,75	m		
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico	b-S <sub>H,q</sub>	1,50	m		Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub>	0,25	m		
Braccio spinta orizzontale - carico ferroviario	b-S <sub>H,1</sub>	0,00	m		Peso mensola - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub>	1,75	m		
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta	b-S <sub>V,q</sub>	1,98	m							
Braccio Peso terreno sopra soletta	b-W <sub>T</sub>	1,98	m							
Braccio Peso soletta	b-W <sub>S</sub>	1,50	m							
Braccio Peso mensola	b-W <sub>M</sub>	0,68	m							
Braccio peso dente	b-W <sub>D</sub>	3,00	m							
Braccio carico orizzontale 1	b-F <sub>H,1</sub>	2,50	m							
Braccio carico orizzontale 2	b-F <sub>H,2</sub>	0,00	m							
Braccio carico orizzontale 3	b-F <sub>H,3</sub>	0,00	m							
Braccio carico orizzontale 4	b-F <sub>H,4</sub>	0,00	m							
COEFFICIENTE PARZIALE										
		Y <sub>R</sub>	1,00							
MOMENTO STABILIZZANTE										
		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	319,89							
MOMENTO INSTABILIZZANTE										
		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	75,39							
FATTORE DI SICUREZZA										
		F <sub>S</sub>	4,24						VERIFICATO	

**RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	101 di 111

- Scorrimento

**VERIFICA A SCORRIMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA**

In accordo con D.M. 17/01/2018

**GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO**

Altezza della mensola	H	2,50	m						STATO LIMITE	SLV
Spessore mensola	s <sub>1</sub>	0,40	m						SPOSTAMENTO LATERALE	STRU
Larghezza totale soletta	B	3,00	m						β <sub>M</sub>	0,38
Larghezza oltre la mensola	B*	0,30	m						a <sub>max</sub>	0,233
Altezza soletta	s <sub>2</sub>	0,50	m						<b>ANGOLI</b>	
Altezza dente (Hd)	Hd	0,00	m					φ <sub>3</sub>	41,0	rad 0,6
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,00	m					α	84,3	rad 1,5
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>					η	90,0	rad 1,6
Angolo di attrito del terreno di fondazione	φ'	41,00	°					β	0,0	rad 0,0
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa					φ'	41,0	rad 0,7
Carico da corsia/binario 1 in sommità	ferrovia	q <sub>1,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	2,14		θ	27,5	rad 0,5
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	2,50		ξ	5,7	rad 0,1
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	3,00		θ <sub>k</sub>	6,2	rad 0,1
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	4,47		ζ	90,0	rad 1,6
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	2,50				
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	3,00				
Sovraccarichi in superficie uniforme		q	10,00	kPa				<b>COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3</b>		
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>						FAV	SFAV
Inclinazione interna mensola	α	84,29	°					A1	G1	1,000 1,000
Inclinazione esterna mensola	η	90,00	°						G2	1,000 1,000
Inclinazione terreno	β	0,00	°						Q	0,000 1,000
Angolo d'attrito muro-terreno	δ	27,47	fraz 0,67						ECC	0,000 0,000
Coefficiente di spinta attiva	KA	0,41								
<b>Parametri pseudo-statici</b>	k <sub>H</sub>	0,104								
	k <sub>V</sub>	-0,052	alto							
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>	K <sub>ae</sub>	0,044								

**CARICHI PERMANENTI**

Spinta orizzontale totale	Sh	37,40	kN/m	ΔSpinta orizzontale	SE	7,45	kN/m	
Spinta verticale	Sv	3,74	kN/m	ΔSpinta verticale	SVE	0,74	kN/m	
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	35,07	kN/m	Δspinta orizzontale - terreno	Sh,TE	7,45	kN/m	
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Variable	Sh,q	2,33	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	Sh,qE	0,00	kN/m
Spinta orizzontale - carico ferroviario	Sh,q1	0,00	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico ferroviario	Sh,q1E	0,00	kN/m	
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	Sv,q	19,44	kN/m					
Peso terreno sopra soletta	WT	103,31	kN/m					
Peso soletta	WS	37,50	kN/m					
Peso mensola	WM	32,81	kN/m					
Peso dente	WD	0,00	kN/m					
Spinta passiva dente	SPD	0,00	kN/m					

**FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI**
**FORZE D'INERZIA VERTICALI**

Terreno sopra soletta	11	kN/m	Terreno sopra soletta	-5	kN/m
Soletta	4	kN/m	Soletta	-2	kN/m
Mensola	3	kN/m	Mensola	-2	kN/m
Dente	0	kN/m	Dente	0	kN/m

**CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI**

TIPO	Q -	SFAV	F <sub>H1</sub>	7,03	kN/m	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,50	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H2</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>02</sub>	0,00	ψ <sub>12</sub>	0,00	ψ <sub>22</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H3</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>03</sub>	0,00	ψ <sub>13</sub>	0,00	ψ <sub>23</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H4</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>04</sub>	0,00	ψ <sub>14</sub>	0,00	ψ <sub>24</sub>	0,00

<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>	γ <sub>R</sub>	1,00
<b>RISULTANTE VERTICALE</b>	N (kN/m)	188,56
<b>AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE</b>	T <sub>Rd</sub> (kN/m)	98,03
<b>AZIONE ORIZZONTALE AGENTE</b>	T <sub>Ed</sub> (kN/m)	67,06
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	F <sub>S</sub>	1,46

**VERIFICATO**

## • Capacità Portante

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI			Fattori di capacità portante			
FORMULA GENERALE DI BRINCH - HANSEN (1970)			$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
<b>CONDIZIONI DRENATE</b> $Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c' \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$			0	5,14	1,00	0,00
			1	5,38	1,09	0,07
			2	5,63	1,20	0,15
			3	5,90	1,31	0,24
			4	6,19	1,43	0,34
			5	6,49	1,57	0,45
			6	6,81	1,72	0,57
			7	7,16	1,88	0,71
			8	7,53	2,06	0,86
			9	7,92	2,25	1,03
			10	8,34	2,47	1,22
			11	8,80	2,71	1,44
			12	9,28	2,97	1,69
			13	9,81	3,26	1,97
			14	10,37	3,59	2,29
			15	10,98	3,94	2,65
			16	11,63	4,34	3,06
			17	12,34	4,77	3,53
			18	13,10	5,26	4,07
			19	13,93	5,80	4,68
			20	14,83	6,40	5,39
			21	15,81	7,07	6,20
			22	16,88	7,82	7,13
			23	18,05	8,66	8,20
			24	19,32	9,60	9,44
			25	20,72	10,66	10,88
			26	22,25	11,85	12,54
			27	23,94	13,20	14,47
			28	25,80	14,72	16,72
			29	27,86	16,44	19,34
			30	30,14	18,40	22,40
			31	32,67	20,63	25,99
			32	35,49	23,18	30,21
			33	38,64	26,09	35,19
			34	42,16	29,44	41,06
			35	46,12	33,30	48,03
			36	50,59	37,75	56,31
			37	55,63	42,92	66,19
			38	61,35	48,93	78,02
			39	67,87	55,96	92,25
			40	75,31	64,20	109,41
			41	83,86	73,90	130,21
			42	93,71	85,37	155,54
			43	105,11	99,01	186,53
			44	118,37	115,31	224,63
			45	133,87	134,87	271,75
			46	152,10	158,50	330,34
			47	173,64	187,21	403,65
			48	199,26	222,30	496,00
			49	229,92	265,50	613,14
			50	266,88	319,06	762,86
Determinazione dei coefficienti Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico $i_\gamma = 0,634$ $i_q = 0,809$ $i_c = 0,806$ Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa $d_\gamma = 1,000$ $d_q = 1,030$ per $D/B' \leq 1$ quindi $d_q = 1,030$ $d_q = 2,717$ per $D/B' > 1$ $d_c = 1,059$ per $D/B' \leq 1$ quindi $d_c = 1,059$ $d_c = 1,058$ per $D/B' > 1$ Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione $s_\gamma = 1,000$ $s_q = 1,000$ $s_c = 1,000$ Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione $b_\gamma = 1,000$ $b_q = 1,000$ $b_c = 1,000$ Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna $g_\gamma = 1,000$ $g_q = 1,000$ $g_c = 1,000$						
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b> $\gamma_R = 1,40$ <b>CAPACITA' PORTANTE LIMITE</b> $Q_{lim} \text{ (kPa)} = 2789,18$ <b>COEFFICIENTE DI SICUREZZA</b> $FS = (Q_{lim} - q) / (Q_{es} - q) = 23,39$ <b>VERIFICATO</b>						

 User:  
 Peso efficace terreno  
 fondazione

### 11.3 Verifiche per Muro "H= 3÷5 m"

- Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA										
In accordo con D.M. 17/01/2018										
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO										
Altezza della mensola (Hp)	Hp	4,20	m					STATO LIMITE	SLV	
Spessore sommità mensola (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,40	m					SPOSTAMENTO LATERALE	STRU	
Larghezza totale soletta (B)	B	4,50	m					β <sub>M</sub>	0,38	
Larghezza oltre la mensola (Bv)	Bv	0,30	m					a <sub>g</sub> (SLD)	0,097	
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	0,80	m					a <sub>g</sub> (SLV)	0,233	
Altezza dente (Hd)	Hd	0,00	m					S <sub>5</sub>	1,170	
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,00	m					S <sub>T</sub>	1,000	
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>					ANGOLI		
Angolo di attrito del terreno di riporto	φ'	36,00	°					φ'	36,0	
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa					α	84,3	
Carico da corsia/binario 1 in sommità	ferrovia	q <sub>1,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	2,14		η	90,0	
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	4,20		β	0,0	
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	5,00		δ	0,0	
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	4,47		θ	63,0	
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	4,20		ξ	5,7	
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	5,00		θ <sub>k</sub>	6,2	
Sovraccarichi in superficie uniforme	Presente	q	10,00	kPa				ζ	90,0	
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>					COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3		
Inclinazione interna mensola	α	84,29	°					FAV	SFAV	
Inclinazione esterna mensola	η	90,00	°					G1	1,000	
Inclinazione terreno	β	0,00	°					G2	1,000	
Angolo d'attrito muro-terreno	δ	0,00	fraz	0,00				Q	0,000	
Coefficiente di spinta a riposo	K0	0,41						ECC	0,000	
								A1	0,000	
									1,000	
									1,000	
									0,000	
									0,000	
Parametri pseudo-statici	k <sub>H</sub>	0,104								
Delta coefficiente di spinta sismica	k <sub>V</sub>	-0,052		↑ alto						
	K <sub>98</sub>	0,044								
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Wood)					
Spinta orizzontale totale	S <sub>H</sub>	101,30	kN/m		ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub>	20,69	kN/m		
Spinta verticale	S <sub>V</sub>	10,13	kN/m		ΔSpinta verticale	S <sub>VE</sub>	2,07	kN/m		
Spinta orizzontale - terreno	S <sub>H,T</sub>	97,42	kN/m		ΔSpinta orizzontale - terreno	S <sub>H,TE</sub>	20,69	kN/m		
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Variable	S <sub>H,q</sub>	3,89	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	S <sub>H,qE</sub>	0,00	kN/m		
Spinta orizzontale - carico ferroviario		S <sub>H,q1</sub>	0,00	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico ferroviario	S <sub>H,q1E</sub>	0,00	kN/m		
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>V,q</sub>	32,05	kN/m						
Peso terreno sopra soletta	W <sub>T</sub>	286,48	kN/m							
Peso soletta	W <sub>S</sub>	90,00	kN/m							
Peso mensola	W <sub>M</sub>	64,05	kN/m							
Peso dente	W <sub>D</sub>	0,00	kN/m							
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI					
Terreno sopra soletta		29,68	kN/m		Terreno sopra soletta		-14,84	kN/m		
Soletta		9,32	kN/m		Soletta		-4,66	kN/m		
Mensola		6,64	kN/m		Mensola		-3,32	kN/m		
Dente		0,00	kN/m		Dente		0,00	kN/m		
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI										
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	7,69	kN/m	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,50	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H2</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>02</sub>	0,00	ψ <sub>12</sub>	0,00	ψ <sub>22</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H3</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>03</sub>	0,00	ψ <sub>13</sub>	0,00	ψ <sub>23</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H4</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>04</sub>	0,00	ψ <sub>14</sub>	0,00	ψ <sub>24</sub>	0,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA					
Braccio spinta verticale	b-S <sub>a</sub>	4,50	m		Braccio Δ spinta orizzontale	b-ΔS <sub>ab,h</sub>	2,50	m		
Braccio spinta orizzontale - terreno	b-S <sub>H,T</sub>	1,67	m		Peso terreno sopra soletta - orizzontale	b-W <sub>T,in</sub>	2,90	m		
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico	b-S <sub>H,q</sub>	2,50	m		Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub>	0,40	m		
Braccio spinta orizzontale - carico ferroviario	b-S <sub>H,q1</sub>	0,00	m		Peso mensola - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub>	2,90	m		
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta	b-S <sub>V,q</sub>	2,81	m							
Braccio Peso terreno sopra soletta	b-W <sub>T</sub>	2,81	m							
Braccio Peso soletta	b-W <sub>S</sub>	2,25	m							
Braccio Peso mensola	b-W <sub>M</sub>	0,80	m							
Braccio peso dente	b-W <sub>D</sub>	4,50	m							
Braccio carico orizzontale 1	b-F <sub>H1</sub>	4,20	m							
Braccio carico orizzontale 2	b-F <sub>H2</sub>	0,00	m							
Braccio carico orizzontale 3	b-F <sub>H3</sub>	0,00	m							
Braccio carico orizzontale 4	b-F <sub>H4</sub>	0,00	m							
COEFFICIENTE PARZIALE										
	γ <sub>R</sub>	1,00								
MOMENTO STABILIZZANTE										
	M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	1149,05								
MOMENTO INSTABILIZZANTE										
	M <sub>INST</sub> (kNm/m)	332,85								
FATTORE DI SICUREZZA										
	F <sub>S</sub>	3,45		VERIFICATO						

- Scorrimento

VERIFICA A SCORRIMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA										
In accordo con D.M. 17/01/2018										
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO										
Altezza della mensola	H	4,20	m					STATO LIMITE	SLV	
Spessore mensola	s <sub>1</sub>	0,40	m					SPOSTAMENTO LATERALE	STRU	
Larghezza totale soletta	B	4,50	m					β <sub>M</sub>	0,38	
Larghezza oltre la mensola	B*	0,30	m					a <sub>max</sub>	0,233	
Altezza soletta	s <sub>2</sub>	0,80	m					<b>ANGOLI</b>		
Altezza dente (Hd)	Hd	0,00	m					φ <sub>Δ</sub>	41,0 rad 0,6	
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,00	m					α	84,3 rad 1,5	
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>					η	90,0 rad 1,6	
Angolo di attrito del terreno di fondazione	φ'	41,00	°					β	0,0 rad 0,0	
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa					φ'	41,0 rad 0,7	
Carico da corsia/binario 1 in sommità	ferrovia	q <sub>1,sup</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	2,14			θ	27,5 rad 0,5	
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	4,20			ξ	5,7 rad 0,1	
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	5,00			θ <sub>k</sub>	6,2 rad 0,1	
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	4,47			ζ	90,0 rad 1,6	
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	4,20					
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	5,00			<b>COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3</b>		
Sovraccarichi in superficie uniforme		q	10,00 kPa						FAV SFAV	
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>c</sub>	25,00 kN/m <sup>3</sup>					G1	1,000 1,000	
Inclinazione interna mensola		α	84,29 °					G2	1,000 1,000	
Inclinazione esterna mensola		η	90,00 °					Q	0,000 1,000	
Inclinazione terreno		β	0,00 °					ECC	0,000 0,000	
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	27,47	fraz	0,67					
Coefficiente di spinta attiva		KA	0,41							
<b>Parametri pseudo-statici</b>		k <sub>H</sub>	0,104							
		k <sub>V</sub>	-0,052	alto						
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>		K <sub>ae</sub>	0,044							
CARICHI PERMANENTI										
Spinta orizzontale totale		Sh	101,30 kN/m			ΔSpinta orizzontale		SE	20,69 kN/m	
Spinta verticale		Sv	10,13 kN/m			ΔSpinta verticale		SvE	2,07 kN/m	
Spinta orizzontale - terreno		Sh,T	97,42 kN/m			Δspinta orizzontale - terreno		Sh,TE	20,69 kN/m	
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Variabile	Sh,q	3,89 kN/m			ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante		Sh,qE	0,00 kN/m	
Spinta orizzontale - carico ferroviario		Sh,q1	0,00 kN/m			ΔSpinta orizzontale - carico ferroviario		Sh,q1E	0,00 kN/m	
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		Sv,q	32,05 kN/m							
Peso terreno sopra soletta		WT	286,48 kN/m							
Peso soletta		WS	90,00 kN/m							
Peso mensola		WM	64,05 kN/m							
Peso dente		WD	0,00 kN/m							
Spinta passiva dente		SPD	0,00 kN/m							
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI					
Terreno sopra soletta			30 kN/m		Terreno sopra soletta			-15	kN/m	
Soletta			9 kN/m		Soletta			-5	kN/m	
Mensola			7 kN/m		Mensola			-3	kN/m	
Dente			0 kN/m		Dente			0	kN/m	
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI										
TIPO	Q -	SFAV	F <sub>H1</sub>	7,69 kN/m	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,50	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H2</sub>	0,00 kN/m	ψ <sub>02</sub>	0,00	ψ <sub>12</sub>	0,00	ψ <sub>22</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H3</sub>	0,00 kN/m	ψ <sub>03</sub>	0,00	ψ <sub>13</sub>	0,00	ψ <sub>23</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H4</sub>	0,00 kN/m	ψ <sub>04</sub>	0,00	ψ <sub>14</sub>	0,00	ψ <sub>24</sub>	0,00
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>			γ <sub>R</sub>	1,00						
<b>RISULTANTE VERTICALE</b>			N (kN/m)	461,96						
<b>AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE</b>			T <sub>Rd</sub> (kN/m)	240,18						
<b>AZIONE ORIZZONTALE AGENTE</b>			T <sub>Ed</sub> (kN/m)	172,25						
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>			F <sub>S</sub>	1,39	<b>VERIFICATO</b>					

- Capacità Portante

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI			Fattori di capacità portante																																																															
FORMULA GENERALE DI BRINCH - HANSEN (1970)			$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$																																																												
<b>CONDIZIONI DRENATE</b> $Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma'} \cdot i_{\gamma'} \cdot s_{\gamma'} \cdot b_{\gamma'} \cdot g_{\gamma'} + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c' \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$			0	5,14	1,00	0,00																																																												
<table border="1"> <tr> <td>Peso specifico del terreno di fondazione</td> <td><math>\gamma'</math> (kN/m<sup>3</sup>) =</td> <td>19,00</td> </tr> <tr> <td>Angolo di attrito del terreno di fondazione</td> <td><math>\phi'</math> (°) =</td> <td>41,00</td> </tr> <tr> <td>Coesione in condizioni drenate</td> <td><math>c'</math> (kN/m<sup>2</sup>) =</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Affondamento della fondazione</td> <td>D (m) =</td> <td>0,50</td> </tr> <tr> <td>Dim. minore fondazione</td> <td>B (m) =</td> <td>4,50</td> </tr> <tr> <td>Dim. maggiore fondazione</td> <td>L (m) =</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>Carico verticale agente sulla fondazione</td> <td>N (kN) =</td> <td>512,58</td> </tr> <tr> <td>Carico orizzontale agente sulla fondazione</td> <td>H (kN) =</td> <td>187,05</td> </tr> <tr> <td>Momento flettente su B</td> <td>M1 (kNm) =</td> <td>247,91</td> </tr> <tr> <td>Momento flettente su L</td> <td>M2 (kNm) =</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td>Dim. minore fondazione efficace equivalente</td> <td>B' (m) =</td> <td>3,53</td> </tr> <tr> <td>Dim. maggiore fondazione efficace equivalente</td> <td>L' (m) =</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>Pressione agente sul terreno di fondazione</td> <td>P (kN/m<sup>2</sup>) =</td> <td>113,91</td> </tr> <tr> <td>Azione laterale stabilizzante</td> <td>q (kN/m<sup>2</sup>) =</td> <td>20,00</td> </tr> <tr> <td>Inclinazione intradosso fondazione</td> <td><math>\alpha</math> (°) =</td> <td>0,0</td> </tr> <tr> <td>Inclinazione piano campagna</td> <td><math>\beta</math> (°) =</td> <td>0,0</td> </tr> <tr> <td>Tipo fondazione (se nastriforme porre L = 1m)</td> <td></td> <td>Nastriforme</td> </tr> <tr> <td>Fattori di capacità portante</td> <td><math>N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')</math></td> <td>130,21</td> </tr> <tr> <td></td> <td><math>N_q = \exp[p \cdot \tan(\phi')] \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)</math></td> <td>73,90</td> </tr> <tr> <td></td> <td><math>N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\phi')</math></td> <td>83,86</td> </tr> </table>			Peso specifico del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19,00	Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\phi'$ (°) =	41,00	Coesione in condizioni drenate	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =		Affondamento della fondazione	D (m) =	0,50	Dim. minore fondazione	B (m) =	4,50	Dim. maggiore fondazione	L (m) =	1,00	Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	512,58	Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	187,05	Momento flettente su B	M1 (kNm) =	247,91	Momento flettente su L	M2 (kNm) =	0,00	Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	3,53	Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	1,00	Pressione agente sul terreno di fondazione	P (kN/m <sup>2</sup> ) =	113,91	Azione laterale stabilizzante	q (kN/m <sup>2</sup> ) =	20,00	Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0,0	Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	0,0	Tipo fondazione (se nastriforme porre L = 1m)		Nastriforme	Fattori di capacità portante	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	130,21		$N_q = \exp[p \cdot \tan(\phi')] \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$	73,90		$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\phi')$	83,86	1	5,38	1,09	0,07
Peso specifico del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	19,00																																																																
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\phi'$ (°) =	41,00																																																																
Coesione in condizioni drenate	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =																																																																	
Affondamento della fondazione	D (m) =	0,50																																																																
Dim. minore fondazione	B (m) =	4,50																																																																
Dim. maggiore fondazione	L (m) =	1,00																																																																
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	512,58																																																																
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	187,05																																																																
Momento flettente su B	M1 (kNm) =	247,91																																																																
Momento flettente su L	M2 (kNm) =	0,00																																																																
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	3,53																																																																
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	1,00																																																																
Pressione agente sul terreno di fondazione	P (kN/m <sup>2</sup> ) =	113,91																																																																
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m <sup>2</sup> ) =	20,00																																																																
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0,0																																																																
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	0,0																																																																
Tipo fondazione (se nastriforme porre L = 1m)		Nastriforme																																																																
Fattori di capacità portante	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	130,21																																																																
	$N_q = \exp[p \cdot \tan(\phi')] \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$	73,90																																																																
	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\phi')$	83,86																																																																
			2	5,63	1,20	0,15																																																												
			3	5,90	1,31	0,24																																																												
			4	6,19	1,43	0,34																																																												
			5	6,49	1,57	0,45																																																												
			6	6,81	1,72	0,57																																																												
			7	7,16	1,88	0,71																																																												
			8	7,53	2,06	0,86																																																												
			9	7,92	2,25	1,03																																																												
			10	8,34	2,47	1,22																																																												
			11	8,80	2,71	1,44																																																												
			12	9,28	2,97	1,69																																																												
			13	9,81	3,26	1,97																																																												
			14	10,37	3,59	2,29																																																												
			15	10,98	3,94	2,65																																																												
			16	11,63	4,34	3,06																																																												
			17	12,34	4,77	3,53																																																												
			18	13,10	5,26	4,07																																																												
			19	13,93	5,80	4,68																																																												
			20	14,83	6,40	5,39																																																												
			21	15,81	7,07	6,20																																																												
			22	16,88	7,82	7,13																																																												
			23	18,05	8,66	8,20																																																												
			24	19,32	9,60	9,44																																																												
			25	20,72	10,66	10,88																																																												
			26	22,25	11,85	12,54																																																												
			27	23,94	13,20	14,47																																																												
			28	25,80	14,72	16,72																																																												
			29	27,86	16,44	19,34																																																												
			30	30,14	18,40	22,40																																																												
			31	32,67	20,63	25,99																																																												
			32	35,49	23,18	30,21																																																												
			33	38,64	26,09	35,19																																																												
			34	42,16	29,44	41,06																																																												
			35	46,12	33,30	48,03																																																												
			36	50,59	37,75	56,31																																																												
			37	55,63	42,92	66,19																																																												
			38	61,35	48,93	78,02																																																												
			39	67,87	55,96	92,25																																																												
			40	75,31	64,20	109,41																																																												
			41	83,86	73,90	130,21																																																												
			42	93,71	85,37	155,54																																																												
			43	105,11	99,01	186,53																																																												
			44	118,37	115,31	224,63																																																												
			45	133,87	134,87	271,75																																																												
			46	152,10	158,50	330,34																																																												
			47	173,64	187,21	403,65																																																												
			48	199,26	222,30	496,00																																																												
			49	229,92	265,50	613,14																																																												
			50	266,88	319,06	762,86																																																												
<b>DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI</b> Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico $i_\gamma = 0,413$ $i_q = 0,668$ $i_c = 0,664$ Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa $d_\gamma = 1,000$ $d_q = 1,029$ per $D/B' \leq 1$ quindi $d_q = 1,029$ $d_q = 2,657$ per $D/B' > 1$ $d_c = 1,057$ per $D/B' \leq 1$ quindi $d_c = 1,057$ $d_c = 1,056$ per $D/B' > 1$ Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione $s_\gamma = 1,000$ $s_q = 1,000$ $s_c = 1,000$ Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione $b_\gamma = 1,000$ $b_q = 1,000$ $b_c = 1,000$ Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna $g_\gamma = 1,000$ $g_q = 1,000$ $g_c = 1,000$																																																																		
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b> $\gamma_R = 1,20$																																																																		
<b>CAPACITA' PORTANTE LIMITE</b> $Q_{lim}$ (kPa) = 2350,27																																																																		
<b>COEFFICIENTE DI SICUREZZA</b> $FS = (Q_{lim} - q) / (Q_{es} - q) = 16,20$ <b>VERIFICATO</b>																																																																		

## 11.4 Verifiche per Muro "H=5÷7 m"

- Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA										
In accordo con D.M. 17/01/2018										
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO										
Altezza della mensola (Hp)	Hp	6,50	m					STATO LIMITE	SLV	
Spessore sommità mensola (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,40	m					SPOSTAMENTO LATERALE	STRU	
Larghezza totale soletta (B)	B	7,00	m					β <sub>M</sub>	0,38	
Larghezza oltre la mensola (Bv)	Bv	0,50	m					a <sub>g</sub> (SLV)	0,097	
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	1,20	m					a <sub>g</sub> (SLV)	0,233	
Altezza dente (Hd)	Hd	0,00	m					S <sub>S</sub>	1,170	
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,00	m					S <sub>T</sub>	1,000	
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>					ANGOLI		
Angolo di attrito del terreno di riporto	φ'	36,00	°					φ'	36,0	
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa					α	84,3	
Carico da corsia/binario 1 in sommità	ferrovia q <sub>1,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	2,14			η	90,0	
Carico da corsia/binario 1 alla base	q <sub>1,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	6,50			β	0,0	
Carico da corsia/binario 1 fondazione	q <sub>1,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	7,70			δ	0,0	
Carico da corsia/binario 2 in sommità	q <sub>2,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	4,47			θ	63,0	
Carico da corsia/binario 2 alla base	q <sub>2,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	6,50			ξ	5,7	
Carico da corsia/binario 2 fondazione	q <sub>2,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	7,70			θ <sub>h</sub>	6,2	
Sovaccarichi in superficie uniforme	Presente q	10,00	kPa					ζ	90,0	
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>					COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3		
Inclinazione interna mensola	α	84,29	°					FAV	SFAV	
Inclinazione esterna mensola	η	90,00	°					G1	1,000	
Inclinazione terreno	β	0,00	°					G2	1,000	
Angolo d'attrito muro-terreno	δ	0,00	fraz	0,00			A1	Q	0,000	
Coefficiente di spinta a riposo	K0	0,41						ECC	0,000	
<b>Parametri pseudo-statici</b>	K <sub>H</sub>	0,104								
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>	k <sub>V</sub>	-0,052		↑ alto						
	K <sub>90</sub>	0,044								
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Wood)					
Spinta orizzontale totale	S <sub>h</sub>	237,02	kN/m		ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub>	49,08	kN/m		
Spinta verticale	S <sub>v</sub>	23,70	kN/m		ΔSpinta verticale	S <sub>v,E</sub>	4,91	kN/m		
Spinta orizzontale - terreno	S <sub>h,T</sub>	231,03	kN/m		ΔSpinta orizzontale - terreno	S <sub>h,TE</sub>	49,08	kN/m		
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Variabile S <sub>h,q</sub>	5,99	kN/m		ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	S <sub>h,qE</sub>	0,00	kN/m		
Spinta orizzontale - carico ferroviario	S <sub>h,q1</sub>	0,00	kN/m		ΔSpinta orizzontale - carico ferroviario	S <sub>h,q1E</sub>	0,00	kN/m		
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	S <sub>v,q</sub>	51,68	kN/m							
Peso terreno sopra soletta	W <sub>T</sub>	713,21	kN/m							
Peso soletta	W <sub>S</sub>	210,00	kN/m							
Peso mensola	W <sub>M</sub>	117,81	kN/m							
Peso dente	W <sub>D</sub>	0,00	kN/m							
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI					
Terreno sopra soletta		73,88	kN/m		Terreno sopra soletta		-36,94	kN/m		
Soletta		21,75	kN/m		Soletta		-10,88	kN/m		
Mensola		12,20	kN/m		Mensola		-6,10	kN/m		
Dente		0,00	kN/m		Dente		0,00	kN/m		
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI										
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	8,19	kN/m	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,50	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H2</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>02</sub>	0,00	ψ <sub>12</sub>	0,00	ψ <sub>22</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H3</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>03</sub>	0,00	ψ <sub>13</sub>	0,00	ψ <sub>23</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H4</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>04</sub>	0,00	ψ <sub>14</sub>	0,00	ψ <sub>24</sub>	0,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA					
Braccio spinta verticale	b-S <sub>v</sub>	7,00	m		Braccio Δ spinta orizzontale	b-ΔS <sub>sh,h</sub>	3,85	m		
Braccio spinta orizzontale - terreno	b-S <sub>h,T</sub>	2,57	m		Peso terreno sopra soletta - orizzontale	b-W <sub>T,in</sub>	4,45	m		
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico	b-S <sub>h,q</sub>	3,85	m		Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub>	0,60	m		
Braccio spinta orizzontale - carico ferroviario	b-S <sub>h,1</sub>	0,00	m		Peso mensola - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub>	4,45	m		
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta	b-S <sub>v,q</sub>	4,28	m							
Braccio Peso terreno sopra soletta	b-W <sub>T</sub>	4,28	m							
Braccio Peso soletta	b-W <sub>S</sub>	3,50	m							
Braccio Peso mensola	b-W <sub>M</sub>	1,16	m							
Braccio peso dente	b-W <sub>D</sub>	7,00	m							
Braccio carico orizzontale 1	b-F <sub>H1</sub>	6,50	m							
Braccio carico orizzontale 2	b-F <sub>H2</sub>	0,00	m							
Braccio carico orizzontale 3	b-F <sub>H3</sub>	0,00	m							
Braccio carico orizzontale 4	b-F <sub>H4</sub>	0,00	m							
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>	Y <sub>R</sub>	1,00								
<b>MOMENTO STABILIZZANTE</b>	M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	4139,12								
<b>MOMENTO INSTABILIZZANTE</b>	M <sub>INST</sub> (kNm/m)	1201,13								
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	F <sub>S</sub>	3,45		VERIFICATO						

**RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	107 di 111

- Scorrimento

**VERIFICA A SCORRIMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA**

In accordo con D.M. 17/01/2018

**GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO**

Altezza della mensola	H	6,50	m					STATO LIMITE	SLV
Spessore mensola	s <sub>1</sub>	0,40	m					SPOSTAMENTO LATERALE	STRU
Larghezza totale soletta	B	7,00	m					β <sub>M</sub>	0,38
Larghezza oltre la mensola	B*	0,50	m					a <sub>max</sub>	0,233
Altezza soletta	s <sub>2</sub>	1,20	m					<b>ANGOLI</b>	
Altezza dente (Hd)	Hd	0,00	m					φ <sub>Δ</sub>	41,0 rad 0,6
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,00	m					α	84,3 rad 1,5
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>					η	90,0 rad 1,6
Angolo di attrito del terreno di fondazione	φ'	41,00	°					β	0,0 rad 0,0
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa					φ'	41,0 rad 0,7
Carico da corsia/binario 1 in sommità	ferrovia	q <sub>1,sup</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	2,14			θ	27,5 rad 0,5
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	6,50			ξ	5,7 rad 0,1
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	7,70			θ <sub>k</sub>	6,2 rad 0,1
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	4,47			ζ	90,0 rad 1,6
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	6,50				
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	7,70				
Sovraccarichi in superficie uniforme		q	10,00 kPa					<b>COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3</b>	
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>C</sub>	25,00 kN/m <sup>3</sup>						
Inclinazione interna mensola		α	84,29 °					FAV	SFAV
Inclinazione esterna mensola		η	90,00 °					G1	1,000 1,000
Inclinazione terreno		β	0,00 °					G2	1,000 1,000
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	27,47	fraz	0,67			Q	0,000 1,000
Coefficiente di spinta attiva		KA	0,41					ECC	0,000 0,000
<b>Parametri pseudo-statici</b>		k <sub>H</sub>	0,104						
		k <sub>V</sub>	-0,052		alto				
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>		K <sub>ae</sub>	0,044						

**CARICHI PERMANENTI**

Spinta orizzontale totale	Sh	237,02	kN/m	ΔSpinta orizzontale	SE	49,08	kN/m	
Spinta verticale	Sv	23,70	kN/m	ΔSpinta verticale	SvE	4,91	kN/m	
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	231,03	kN/m	Δspinta orizzontale - terreno	Sh,TE	49,08	kN/m	
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Variabile	Sh,q	5,99	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	Sh,qE	0,00	kN/m
Spinta orizzontale - carico ferroviario		Sh,q1	0,00	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico ferroviario	Sh,q1E	0,00	kN/m
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		Sv,q	51,68	kN/m				
Peso terreno sopra soletta	WT	713,21	kN/m					
Peso soletta	WS	210,00	kN/m					
Peso mensola	WM	117,81	kN/m					
Peso dente	WD	0,00	kN/m					
Spinta passiva dente	SPD	0,00	kN/m					

**FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI**

Terreno sopra soletta	74	kN/m	Terreno sopra soletta	-37	kN/m
Soletta	22	kN/m	Soletta	-11	kN/m
Mensola	12	kN/m	Mensola	-6	kN/m
Dente	0	kN/m	Dente	0	kN/m

**FORZE D'INERZIA VERTICALI**
**CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI**

TIPO	Q -	SFAV	F <sub>H1</sub>	8,19	kN/m	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,50	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H2</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>02</sub>	0,00	ψ <sub>12</sub>	0,00	ψ <sub>22</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H3</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>03</sub>	0,00	ψ <sub>13</sub>	0,00	ψ <sub>23</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H4</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>04</sub>	0,00	ψ <sub>14</sub>	0,00	ψ <sub>24</sub>	0,00

**COEFFICIENTE PARZIALE**

 γ<sub>R</sub> 1,00

**RISULTANTE VERTICALE** N (kN/m) 1067,39

**AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE** T<sub>Rd</sub> (kN/m) 554,94

**AZIONE ORIZZONTALE AGENTE** T<sub>Ed</sub> (kN/m) 398,85

**FATTORE DI SICUREZZA** F<sub>s</sub> 1,39 **VERIFICATO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	108 di 111

## • Capacità Portante

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI			Fattori di capacità portante			
FORMULA GENERALE DI BRINCH - HANSEN (1970)			$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
<b>CONDIZIONI DRENATE</b> $Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c' \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$			0	5,14	1,00	0,00
			1	5,38	1,09	0,07
			2	5,63	1,20	0,15
			3	5,90	1,31	0,24
			4	6,19	1,43	0,34
			5	6,49	1,57	0,45
			6	6,81	1,72	0,57
			7	7,16	1,88	0,71
			8	7,53	2,06	0,86
			9	7,92	2,25	1,03
			10	8,34	2,47	1,22
			11	8,80	2,71	1,44
			12	9,28	2,97	1,69
			13	9,81	3,26	1,97
			14	10,37	3,59	2,29
			15	10,98	3,94	2,65
			16	11,63	4,34	3,06
			17	12,34	4,77	3,53
			18	13,10	5,26	4,07
			19	13,93	5,80	4,68
			20	14,83	6,40	5,39
			21	15,81	7,07	6,20
			22	16,88	7,82	7,13
			23	18,05	8,66	8,20
			24	19,32	9,60	9,44
			25	20,72	10,66	10,88
			26	22,25	11,85	12,54
			27	23,94	13,20	14,47
			28	25,80	14,72	16,72
			29	27,86	16,44	19,34
			30	30,14	18,40	22,40
			31	32,67	20,63	25,99
			32	35,49	23,18	30,21
			33	38,64	26,09	35,19
			34	42,16	29,44	41,06
			35	46,12	33,30	48,03
			36	50,59	37,75	56,31
			37	55,63	42,92	66,19
			38	61,35	48,93	78,02
			39	67,87	55,96	92,25
			40	75,31	64,20	109,41
			41	83,86	73,90	130,21
			42	93,71	85,37	155,54
			43	105,11	99,01	186,53
			44	118,37	115,31	224,63
			45	133,87	134,87	271,75
			46	152,10	158,50	330,34
			47	173,64	187,21	403,65
			48	199,26	222,30	496,00
			49	229,92	265,50	613,14
			50	266,88	319,06	762,86
Determinazione dei coefficienti						
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico						
$i_\gamma = 0,411$			$i_q = 0,667$			
			$i_c = 0,663$			
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa						
$d_\gamma = 1,000$						
$d_q = 1,019$ per $D/B' \leq 1$						
quindi $d_q = 1,019$						
$d_q = 2,068$ per $D/B' > 1$						
$d_c = 1,036$ per $D/B' \leq 1$						
quindi $d_c = 1,036$						
$d_c = 1,036$ per $D/B' > 1$						
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione						
$s_\gamma = 1,000$			$s_q = 1,000$			
			$s_c = 1,000$			
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione						
$b_\gamma = 1,000$			$b_q = 1,000$			
			$b_c = 1,000$			
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna						
$g_\gamma = 1,000$			$g_q = 1,000$			
			$g_c = 1,000$			
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b> $\gamma_R = 1,20$						
<b>CAPACITA' PORTANTE LIMITE</b> $Q_{lim} \text{ (kPa)} = 3171,02$						
<b>COEFFICIENTE DI SICUREZZA</b> $FS = (Q_{lim} - q) / (Q_{es} - q) = 14,73$			<b>VERIFICATO</b>			

 User:  
 Peso efficace terreno  
 fondazione

## 11.5 Verifiche per Muro "H=7÷8.50 m"

- Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA										
In accordo con D.M. 17/01/2018										
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO										
Altezza della mensola (Hp)	Hp	7,30	m					STATO LIMITE	SLV	
Spessore sommità mensola (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,40	m					SPOSTAMENTO LATERALE	STRU	
Larghezza totale soletta (B)	B	7,50	m					β <sub>M</sub>	0,38	
Larghezza oltre la mensola (Bv)	Bv	0,50	m					a <sub>g(SLD)</sub>	0,097	
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	1,20	m					a <sub>g(SUV)</sub>	0,233	
Altezza dente (Hd)	Hd	0,00	m					S <sub>S</sub>	1,170	
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,00	m					S <sub>T</sub>	1,000	
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>					ANGOLI		
Angolo di attrito del terreno di riporto	φ'	36,00	°					φ'	36,0	
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa					α	84,3	
Carico da corsia/binario 1 in sommità	ferrovia	q <sub>1,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	2,14		η	90,0	
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	7,30		β	0,0	
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	8,50		δ	0,0	
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	4,47		θ	63,0	
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	7,30		ξ	5,7	
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	8,50		θ <sub>k</sub>	5,6	
Sovaccarichi in superficie uniforme	Presente	q	10,00	kPa				ζ	90,0	
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>				COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3		
Inclinazione interna mensola		α	84,29	°					FAV	
Inclinazione esterna mensola		η	90,00	°					SFAV	
Inclinazione terreno		β	0,00	°				G1	1,000	
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	0,00	frac	0,00			G2	1,000	
Coefficiente di spinta a riposo		K0	0,41					Q	0,000	
								ECC	0,000	
Parametri pseudo-statici		K <sub>H</sub>	0,104							
		K <sub>V</sub>	0,052							
Delta coefficiente di spinta sismica		K <sub>eqs</sub>	0,074							
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Wood)					
Spinta orizzontale totale	S <sub>h</sub>	288,86	kN/m		ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub>	101,36	kN/m		
Spinta verticale	S <sub>v</sub>	28,89	kN/m		ΔSpinta verticale	S <sub>v,E</sub>	10,14	kN/m		
Spinta orizzontale - terreno	S <sub>h,T</sub>	281,53	kN/m		Δspinta orizzontale - terreno	S <sub>h,TE</sub>	101,36	kN/m		
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Variable	S <sub>h,q</sub>	7,33	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	S <sub>h,qE</sub>	0,00	kN/m		
Spinta orizzontale - carico ferroviario		S <sub>h,q1</sub>	0,00	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico ferroviario	S <sub>h,q1E</sub>	0,00	kN/m		
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>v,q</sub>	61,74	kN/m						
Peso terreno sopra soletta	W <sub>T</sub>	864,79	kN/m							
Peso soletta	W <sub>S</sub>	225,00	kN/m							
Peso mensola	W <sub>M</sub>	139,61	kN/m							
Peso dente	W <sub>D</sub>	0,00	kN/m							
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI					
Terreno sopra soletta		89,59	kN/m		Terreno sopra soletta		44,79	kN/m		
Soletta		23,31	kN/m		Soletta		11,65	kN/m		
Mensola		14,46	kN/m		Mensola		7,23	kN/m		
Dente		0,00	kN/m		Dente		0,00	kN/m		
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI										
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	8,59	kN/m	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,50	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H2</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>02</sub>	0,00	ψ <sub>12</sub>	0,00	ψ <sub>22</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H3</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>03</sub>	0,00	ψ <sub>13</sub>	0,00	ψ <sub>23</sub>	0,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H4</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>04</sub>	0,00	ψ <sub>14</sub>	0,00	ψ <sub>24</sub>	0,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA					
Braccio spinta verticale	b-S <sub>v</sub>	7,50	m		Braccio Δ spinta orizzontale	b-ΔS <sub>sh,h</sub>	4,25	m		
Braccio spinta orizzontale - terreno	b-S <sub>h,T</sub>	2,83	m		Peso terreno sopra soletta - orizzontale	b-W <sub>T,sh</sub>	4,85	m		
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico	b-S <sub>h,q</sub>	4,25	m		Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,sh</sub>	0,60	m		
Braccio spinta orizzontale - carico ferroviario	b-S <sub>h,q1</sub>	0,00	m		Peso mensola - orizzontale	b-W <sub>M,sh</sub>	4,85	m		
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta	b-S <sub>v,q</sub>	4,57	m							
Braccio Peso terreno sopra soletta	b-W <sub>T</sub>	4,57	m							
Braccio Peso soletta	b-W <sub>S</sub>	3,75	m							
Braccio Peso mensola	b-W <sub>M</sub>	1,22	m							
Braccio peso dente	b-W <sub>D</sub>	7,50	m							
Braccio carico orizzontale 1	b-F <sub>h,1</sub>	7,30	m							
Braccio carico orizzontale 2	b-F <sub>h,2</sub>	0,00	m							
Braccio carico orizzontale 3	b-F <sub>h,3</sub>	0,00	m							
Braccio carico orizzontale 4	b-F <sub>h,4</sub>	0,00	m							
COEFFICIENTE PARZIALE										
		γ <sub>R</sub>	1,00							
MOMENTO STABILIZZANTE										
		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	5793,16							
MOMENTO INSTABILIZZANTE										
		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	1778,23							
FATTORE DI SICUREZZA										
		F <sub>S</sub>	3,26		VERIFICATO					

**RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	110 di 111

- Scorrimento

**VERIFICA A SCORRIMENTO MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA**

In accordo con D.M. 17/01/2018

**GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO**

Altezza della mensola	H	7,30	m					STATO LIMITE	SLV
Spessore mensola	s <sub>1</sub>	0,40	m					SPOSTAMENTO LATERALE	STRU
Larghezza totale soletta	B	7,50	m					β <sub>M</sub>	0,38
Larghezza oltre la mensola	B*	0,50	m					a <sub>max</sub>	0,233
Altezza soletta	s <sub>2</sub>	1,20	m					<b>ANGOLI</b>	
Altezza dente (Hd)	Hd	0,00	m					φ <sub>Δ</sub>	41,0 rad 0,6
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,00	m					α	84,3 rad 1,5
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>					η	90,0 rad 1,6
Angolo di attrito del terreno di fondazione	φ'	41,00	°					β	0,0 rad 0,0
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa					φ'	41,0 rad 0,7
Carico da corsia/binario 1 in sommità	ferrovia	q <sub>1,sup</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	2,14			θ	27,5 rad 0,5
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	7,30			ξ	5,7 rad 0,1
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00 kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	8,50			θ <sub>k</sub>	6,2 rad 0,1
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	4,47			ζ	90,0 rad 1,6
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	7,30				
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,00 kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	8,50				
Sovraccarichi in superficie uniforme		q	10,00 kPa					<b>COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3</b>	
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>C</sub>	25,00 kN/m <sup>3</sup>						
Inclinazione interna mensola		α	84,29 °					FAV	SFAV
Inclinazione esterna mensola		η	90,00 °					G1	1,000 1,000
Inclinazione terreno		β	0,00 °					G2	1,000 1,000
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	27,47 °	fraz	0,67			Q	0,000 1,000
Coefficiente di spinta attiva		KA	0,41					ECC	0,000 0,000
<b>Parametri pseudo-statici</b>		k <sub>H</sub>	0,104						
		k <sub>V</sub>	-0,052			alto			
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>		K <sub>ae</sub>	0,044						

**CARICHI PERMANENTI**

Spinta orizzontale totale	Sh	288,14	kN/m	ΔSpinta orizzontale	SE	59,81	kN/m	
Spinta verticale	Sv	28,81	kN/m	ΔSpinta verticale	SvE	5,98	kN/m	
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	281,53	kN/m	Δspinta orizzontale - terreno	Sh,TE	59,81	kN/m	
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Variabile	Sh,q	6,61	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	Sh,qE	0,00	kN/m
Spinta orizzontale - carico ferroviario		Sh,q1	0,00	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico ferroviario	Sh,q1E	0,00	kN/m
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		Sv,q	55,66	kN/m				
Peso terreno sopra soletta	WT	864,79	kN/m					
Peso soletta	WS	225,00	kN/m					
Peso mensola	WM	139,61	kN/m					
Peso dente	WD	0,00	kN/m					
Spinta passiva dente	SPD	0,00	kN/m					

**FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI**

Terreno sopra soletta	90	kN/m	Terreno sopra soletta	-45	kN/m
Soletta	23	kN/m	Soletta	-12	kN/m
Mensola	14	kN/m	Mensola	-7	kN/m
Dente	0	kN/m	Dente	0	kN/m

**FORZE D'INERZIA VERTICALI**
**CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI**

TIPO	Q -	SFAV	F <sub>H1</sub>	8,59	kN/m	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,50	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H2</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>02</sub>	0,00	ψ <sub>12</sub>	0,00	ψ <sub>22</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H3</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>03</sub>	0,00	ψ <sub>13</sub>	0,00	ψ <sub>23</sub>	0,00
TIPO	G1 -	SFAV	F <sub>H4</sub>	0,00	kN/m	ψ <sub>04</sub>	0,00	ψ <sub>14</sub>	0,00	ψ <sub>24</sub>	0,00

**COEFFICIENTE PARZIALE**

 γ<sub>R</sub> 1,00

**RISULTANTE VERTICALE** N (kN/m) 1256,18

**AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE** T<sub>Rd</sub> (kN/m) 653,09

**AZIONE ORIZZONTALE AGENTE** T<sub>Ed</sub> (kN/m) 480,46

**FATTORE DI SICUREZZA** F<sub>s</sub> 1,36 **VERIFICATO**

RELAZIONE DI CALCOLO MURI A FONDAZIONI DIRETTE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	RI 00 05 003	A	111 di 111

## • Capacità Portante

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI			Fattori di capacità portante			
FORMULA GENERALE DI BRINCH - HANSEN (1970)			$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
<b>CONDIZIONI DRENATE</b> $Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c' \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$			0	5,14	1,00	0,00
			1	5,38	1,09	0,07
			2	5,63	1,20	0,15
			3	5,90	1,31	0,24
			4	6,19	1,43	0,34
			5	6,49	1,57	0,45
			6	6,81	1,72	0,57
			7	7,16	1,88	0,71
			8	7,53	2,06	0,86
			9	7,92	2,25	1,03
			10	8,34	2,47	1,22
			11	8,80	2,71	1,44
			12	9,28	2,97	1,69
			13	9,81	3,26	1,97
			14	10,37	3,59	2,29
			15	10,98	3,94	2,65
			16	11,63	4,34	3,06
			17	12,34	4,77	3,53
			18	13,10	5,26	4,07
			19	13,93	5,80	4,68
			20	14,83	6,40	5,39
			21	15,81	7,07	6,20
			22	16,88	7,82	7,13
			23	18,05	8,66	8,20
			24	19,32	9,60	9,44
			25	20,72	10,66	10,88
			26	22,25	11,85	12,54
			27	23,94	13,20	14,47
			28	25,80	14,72	16,72
			29	27,86	16,44	19,34
			30	30,14	18,40	22,40
			31	32,67	20,63	25,99
			32	35,49	23,18	30,21
			33	38,64	26,09	35,19
			34	42,16	29,44	41,06
			35	46,12	33,30	48,03
			36	50,59	37,75	56,31
			37	55,63	42,92	66,19
			38	61,35	48,93	78,02
			39	67,87	55,96	92,25
			40	75,31	64,20	109,41
			41	83,86	73,90	130,21
			42	93,71	85,37	155,54
			43	105,11	99,01	186,53
			44	118,37	115,31	224,63
			45	133,87	134,87	271,75
			46	152,10	158,50	330,34
			47	173,64	187,21	403,65
			48	199,26	222,30	496,00
			49	229,92	265,50	613,14
			50	266,88	319,06	762,86
Determinazione dei coefficienti						
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico						
$i_\gamma = 0,401$			$i_q = 0,660$			$i_c = 0,655$
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa						
$d_\gamma = 1,000$						
$d_q = 1,018$ per $D/B' \leq 1$			quindi $d_q = 1,018$			
$d_q = 2,020$ per $D/B' > 1$						
$d_c = 1,035$ per $D/B' \leq 1$			quindi $d_c = 1,035$			
$d_c = 1,035$ per $D/B' > 1$						
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione						
$s_\gamma = 1,000$			$s_q = 1,000$			$s_c = 1,000$
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione						
$b_\gamma = 1,000$			$b_q = 1,000$			$b_c = 1,000$
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna						
$g_\gamma = 1,000$			$g_q = 1,000$			$g_c = 1,000$
COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_R = 1,20$						
CAPACITA' PORTANTE LIMITE $Q_{lim} \text{ (kPa)} = 3209,55$						
COEFFICIENTE DI SICUREZZA $FS = (Q_{lim} - q) / (Q_{es} - q) = 13,27$			VERIFICATO			

 User:  
 Peso efficace terreno  
 fondazione