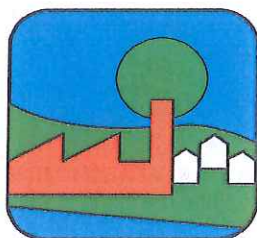


# PARCO REGIONALE VALLE DEL LAMBRO



## PROGETTO ESECUTIVO

### OPERE DI RISTRUTTURAZIONE DEL CAVO DIOTTI IN COMUNE DI MERONE (CO)

DICEMBRE 2011

UN DIRETTORE TECNICO  
Dott. Ing. GIOVANNI BATTISTA PEDUZZI  
FIRMA DEL PROGETTISTA  
Dott. Ing. GIOVANNI BATTISTA PEDUZZI  
CALCOLI IDRAULICI  
Dott. Ing. NOEMI MARIA COLOMBO

	NOME	FIRMA	DATA
REDAZIONE	L. Malingegno		
VERIFICA	G.B. Peduzzi		
APPROVAZIONE	G.B. Peduzzi		



**ETATEC** S.R.L.  
SOCIETA' DI INGEGNERIA

AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO  
UNI EN ISO 9001:2008  
SINCERT SICV - SC 06-647/EA 34

20133 MILANO - via Bassini, 23 - tel.(02) 26681264  
fax (02) 26681553 - E-Mail: etatec@etatec.it

TITOLO

### RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

Revisioni	N°	Descrizione	Data	
	1			
	2			
	3			
Numero elaborato	TIPOLOGIA PE	COMMESSA 365/02	DOCUMENTO ED	NUMERO A.02.03



## INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. DESCRIZIONE GENERALE.....	4
3. NORMATIVA.....	4
4. MATERIALI UTILIZZATI .....	4
5. ANALISI DEI CARICHI .....	5
6. PARAMETRI DEL TERRENO.....	7
7. PARAMETRI DI PROGETTO .....	8
8. REQUISITI PRESTAZIONALI.....	11
9. METODOLOGIA DI CALCOLO.....	12
10. VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE STRUTTURA IN C.A. COLLEGATA ALLO SGRIGLIATORE .....	62
11. VERIFICA PROFILI IN ACCIAIO (ALLARGAMENTO LUCI PER IL PASSAGGIO DELL'ACQUA) .....	67
12. VERIFICA TIRAFONDI PIASTRA DI BASE.....	69
13. STRUTTURA IN C.A. A SOSTEGNO DELLO SGRIGLIATORE.....	70
13.1 PREMESSA .....	70
13.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	70
13.3 RIFERIMENTI LEGISLATIVI.....	72
13.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	73
13.5 ANALISI DINAMICA.....	74
13.6 VERIFICA DELLE SEZIONI.....	75
13.7 VERIFICA STATO LIMITE TENSIONE DI ESERCIZIO.....	76
13.8 VERIFICA STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE .....	77
13.9 COMBINAZIONE DI CARICO .....	78
14. CALCOLO DELL'ARMATURA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE (STRUTTURA A SOSTEGNO DELLO SGRIGLIATORE).....	98
15. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE TRAVI DI FONDAZIONE TF1-TF2-TF3.....	101





## RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE

### 1. PREMESSA

In data 18 marzo 2009, presso la sede del Parco Valle del Lambro (via Vittorio Veneto, 19, Triuggio MI), è stato affidato al Dott. Ing. Giovanni Battista Peduzzi l'incarico per la progettazione definitiva, esecutiva e alla direzione lavori delle "Opere di ristrutturazione del Cavo Diotti". Il progetto definitivo è stato consegnato nel luglio 2009, esaminato dagli enti competenti che hanno espresso i propri pareri e prescrizioni in sede di Conferenza dei Servizi, tenutasi presso il palazzo della Regione Lombardia il 31 marzo 2011.

La presente "relazione di dimensionamento delle strutture" si inserisce nell'ambito della "Progettazione esecutiva delle Opere di ristrutturazione del Cavo Diotti in comune di Merone (CO)" con l'obiettivo di descrivere i metodi di calcolo, i risultati e le verifiche eseguite per il dimensionamento delle strutture previste dal progetto.

## 2. DESCRIZIONE GENERALE

Trattasi del dimensionamento di manufatti da realizzarsi in opera nel Comune di Merone (CO) in merito ai lavori di ristrutturazione del Cavo Diotti.

In particolare verranno realizzate le seguenti strutture in C.A.:

- Muri di sostegno controterra;
- Manufatti per permettere l'alloggiamento di paratoie metalliche;
- Manufatto per la posa di uno sgrigliatore metallico con tutti i suoi componenti;
- Muro di recinzione.

L'utilizzo di eventuali strutture prefabbricate saranno oggetto di altra relazione di calcolo redatta da altro professionista incaricato.

## 3. NORMATIVA

Il dimensionamento dei manufatti in C.A. viene effettuato considerando le prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), di cui al Decreto del Ministero per le Infrastrutture del 14 gennaio 2008.

Esse, assieme alla relativa Circolare applicativa Norme Tecniche per le Costruzioni (Circ. NTC), sono state assunte quale principale riferimento nella redazione del presente documento.

## 4. MATERIALI UTILIZZATI

I materiali utilizzati sono riportati nella seguente tabella.

**Tabella 1 – Materiali utilizzati**

*Caratteristiche dei materiali*

Calcestruzzo	C28/35	
$f_{ck}$	=	29,05 Mpa
$\gamma_c$	=	1,5
$f_{cd}$	=	16,46 Mpa
Calcestruzzo	C32/40	
$f_{ck}$	=	33,20 Mpa
$\gamma_c$	=	1,5
$f_{cd}$	=	18,81 Mpa
Acciaio da armatura B450C		
$f_{yk}$	=	450 Mpa
$E_s$	=	200000 Mpa
$\gamma_s$	=	1,15
$f_{yd}$	=	391,30 Mpa
$\varepsilon_{yd}$	=	1,957 ‰

$$\varepsilon_{su}$$

$$\geq$$

$$67,5 \text{ ‰}$$

## 5. ANALISI DEI CARICHI

Viene di seguito esplicitata la modalità dei carichi sollecitanti le strutture da dimensionare:

Per le strutture indicate negli elaborati grafici con la denominazione sezione 13-13, sono stati considerati i seguenti carichi:

sovraccarico permanente	15 kN/m <sup>2</sup>
sovraccarico variabile	20 kN/m <sup>2</sup>

Per le strutture indicate negli elaborati grafici con la denominazione sezione 14a-14a, 14b-14b, sono stati considerati i seguenti carichi:

sovraccarico permanente	15 kN/m <sup>2</sup>
sovraccarico variabile	20 kN/m <sup>2</sup>

Per le strutture indicate negli elaborati grafici con la denominazione sezione 11a-11a e 11b-11b, sono stati considerati i seguenti carichi:

sovraccarico permanente	45 kN/m <sup>2</sup>
sovraccarico variabile	2 kN/m <sup>2</sup>

Per le strutture indicate negli elaborati grafici con la denominazione sezione 10a-10a, sono stati considerati i seguenti carichi:

sovraccarico permanente	5 kN/m <sup>2</sup>
sovraccarico variabile	5 kN/m <sup>2</sup>

Per le strutture indicate negli elaborati grafici con la denominazione sezione 1-1, sono stati considerati i seguenti carichi:

sovraccarico permanente	3 kN/m <sup>2</sup>
sovraccarico variabile	2 kN/m <sup>2</sup>

Per le strutture finalizzate al sostegno dello sgrigliatore, sono stati considerati i seguenti carichi:

sovraccarico permanente	20 kN/m <sup>2</sup>
sovraccarico variabile	2 kN/m <sup>2</sup>

Per le strutture quali muro di recinzione sezione 18-18, sono stati considerati i seguenti carichi:

sovraccarico permanente	2 kN/m <sup>2</sup>
sovraccarico variabile	5 kN/m <sup>2</sup>

Nei carichi variabili sopra specificati, si considera compreso il carico pari a circa 150 kg/m<sup>2</sup> relativo alla neve, calcolato come di seguito indicato:

$$h \text{ s.l.m.} = 284 \text{ m} > 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,60 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_i = 0,8$$

$$C_e = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

$$Q_s = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Nelle analisi che seguono, ai carichi permanenti e variabili verranno associati i relativi coefficienti moltiplicativi.

I carichi vengono gestiti tramite condizioni di carico permanenti e variabili.

Le condizioni di carico vengono combinate con coefficienti di partecipazione generando le combinazioni di carico.

### Combinazione delle Azioni

#### NTC 2008; punto 2.5.3: Combinazione delle Azioni

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

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

<b>G</b>	valore caratteristico delle azioni permanenti
<b>P<sub>k</sub></b>	valore caratteristico della forza di precompressione
<b>Q<sub>k1</sub></b>	valore caratteristico dell'azione variabile dominante
<b>Q<sub>k2</sub>, Q<sub>k3</sub>, ...</b>	valori caratteristici delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante
<b>ψ<sub>0i</sub>Q<sub>ik</sub></b>	valore di combinazione (valuta la probabilità stocastica che i carichi siano presenti contemporaneamente)
<b>γ<sub>G1</sub></b>	Coefficiente parziale del peso proprio della struttura 1,3 se a sfavore di sicurezza 1,0 se a favore di sicurezza
<b>γ<sub>G2</sub><sup>(1)</sup></b>	Coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali 1,5 se a sfavore di sicurezza 1,0 se a favore di sicurezza
<b>γ<sub>Qi</sub></b>	Coefficiente parziale delle azioni variabili 1,5 se a sfavore di sicurezza 0,0 se a favore di sicurezza

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano completamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

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

Categoria/Azione variabile	ψ <sub>0i</sub>	ψ <sub>1i</sub>	ψ <sub>2i</sub>
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Tutti i getti dovranno essere eseguiti previa verifica da parte della Direzione Lavori circa il corretto posizionamento delle armature e la rispondenza ai disegni di progetto.

Inoltre tutti i getti dovranno essere documentati attraverso il prelievo di cubetti di calcestruzzo secondo le indicazioni di legge.

La casseratura potrà essere rimossa solo a seguito di parere favorevole espresso dalla Direzione Lavori e comunque non prima di 28 gg. di maturazione per i getti eseguiti in piano. Dovranno essere rispettate le prescrizioni contenute nelle tavole di progetto, in particolare per quanto riguarda i copriferri delle armature che dovranno risultare di almeno 3,5 cm + 1,0 cm di tolleranza.

## 6. PARAMETRI DEL TERRENO

Di seguito si riporta uno stralcio della relazione geologica in cui vengono evidenziate le caratteristiche degli strati di terreno interessati dai manufatti da realizzarsi in opera.

Dalla relazione geologica si evince quanto segue:

### *Riporto*

Peso di volume naturale = 15 KN/cm<sup>3</sup>

Angolo d'attrito efficace = 30°

Coesione efficace = 0

### *Depositi superficiali*

Peso di volume naturale = 18 KN/cm<sup>3</sup>

Angolo d'attrito efficace = 26°

Coesione efficace = 0

### *Substrato roccioso alterato*

Peso di volume naturale = 22 KN/cm<sup>3</sup>

Angolo d'attrito efficace = 30°

Coesione efficace = 20 KPa

SIGLA	N20	Nspt	Peso di Volume nat	Densità relativa	Coesione non drenata	Coesione efficace	Attrito efficace	Modulo Deform.	Coeff Permeab.
	(colpi/20cm)	(colpi/pled)	(kN/mc)	(%)	(kPa)	(kPa)	(°)	(Mpa)	(m/s)
UG0	2	3	14-16	30-40	0	0	29-31	8-10	1E-4-1E-6
UG1	5	7	17-19	45-55	50-70	2-7	25-27	10-12	1E-6-1E-7
UG2	Rifiuto	Rifiuto	22-23		150-200	20-30	28-32	40-60	1E-6-1E-8

Densità relativa da Gibbs-Holts (1957); Coesione non drenata da Terzaghi-Peck (1967); Angolo di attrito efficace da De Mello (1971); Modulo di deformazione da Janbu (1967)

La falda è assunta a quota circa +259,0 m (rif. Relazione geologica).

Nel calcolo dei muri, dove presente, non si è considerata la spinta della falda sul paramento verticale dato che presente contemporaneamente alla stessa quota sia a monte che a valle.

Dalla Relazione Geologica si evince quanto segue:

- Categoria del sottosuolo E;
- Categoria topografica T1.

Il progetto prevede che nello spazio situato al di sopra dell'imbocco del Cavo Diotti verrà realizzato un piazzale pedonale, con possibile occupazione da parte di mezzi di manutenzione

per manovre ordinarie e straordinarie di manutenzione.

Il terreno oggi presente su cui si vorrebbe realizzare il piazzale, come evidenziato nella relazione geologica, risulta costituito da materiale di riporto, con conseguenti scarse proprietà.

Per questo il piazzale sarà realizzato con materiale opportuno contenuto da muri di sostegno opportunamente dimensionati.

Oltre a quanto riportato dalle prove sul tombotto che completa il sistema del Cavo Diotti, nella relazione geologia-geotecnica (vedi A.02.02), non si prevedono ulteriori verifiche del tombotto. Esso, soggetto ad un diverso regime di carichi e risagomato, sarà oggetto di monitoraggio in continuo (A.03.03 –“relazione opere di monitoraggio della diga”).

La verifica strutturale del tombotto non è oggetto di questa relazione.

Si prescrive comunque di non presentare carichi permanenti e variabili sul terreno nella zona al di sopra del tombotto, in modo da non sollecitarlo ulteriormente.

Eventuali prescrizioni relative a rinforzi sul tombotto dovranno essere valutati dalla D.L. con la proprietà.

La verifica degli elementi di collegamento tra le strutture realizzate in opera e le strutture metalliche come paratoie, sgrigliatore, etc., non sono oggetto di questa relazione ma dovranno essere indicate nelle relative relazioni di calcolo fornite dalle ditte produttrici ed installatrici dei macchinari stessi.

Per le strutture in C.A. esistenti, fare riferimento ai rispettivi progetti archiviati in Comune.

Per tutte le specifiche relative alla stratigrafia ed alle caratteristiche del terreno si rimanda alla relazione geologica – geotecnica (A.02.02).

## **7. PARAMETRI DI PROGETTO**

Vengono di seguito riportati i parametri di progetto utilizzati per il dimensionamento dei manufatti in opera.

Zona sismica: zona a bassa sismicità;

Vita nominale:  $\geq 50$  anni;

Categoria sismica: poco rilevante (opere ordinarie, di importanza normale);

Classe d'uso: II ( $C_u=1,0$ );

Periodo di riferimento (opere definitive):  $VR = VN \times C_u = 50 \times 1,0 = 50$  anni;

Fattore di struttura:  $q=1$ ;

Resistenza al fuoco: non richiesta.

Comune: Merone

Provincia: Como

Regione: Lombardia

---



Di seguito si riportano i valori del reticolo sismico:

Latitudine: 45,788

Longitudine: 9,2451

Reticolo sismico: ID punto 1: -10707

ID punto 2: 10708

ID punto 3: -10929

ID punto 4: 10930

**Figura 1 – Spettri NTC vers 1.0.3**



Stato limite ultimo : SLV

$T_R$  : 475 anni

$a_g$  : 0,048g

$F_0$  : 2,641

$T^*c$  : 0,277 sec

Stato limite esercizio : SLD

$T_R$  : 50 anni

$a_g$  : 0,023 g

$F_0$  : 2,563

$T^*c$  : 0,184 sec

Relativamente alla struttura in C.A. dove verranno alloggiare le paratoie metalliche si sono utilizzati (come da prescrizione dell'Ufficio Tecnico per le Dighe di Milano) i seguenti dati di input:

Vita nominale:  $\geq 100$  anni;

Classe d'uso: III ( $C_u=1,5$ );

Periodo di riferimento (opere definitive):  $VR = VN \times C_u = 100 \times 1,5 = 150$  anni;

Resistenza al fuoco: non richiesta.

Comune: Merone

Provincia: Como

Regione: Lombardia

Di seguito si riportano i valori del reticolo sismico:

Latitudine: 45,788

Longitudine: 9,2451

Reticolo sismico: ID punto 1: -10707

ID punto 2: 10708

ID punto 3: -10929

ID punto 4: 10930

Figura 2 – Spettri NTC vers 1.0.3



Stato limite ultimo : SLV

$T_R$  : 1424 anni

$a_g$  : 0,064g

$F_0$  : 2,708

$T_c^*$  : 0,304 sec

Stato limite esercizio : SLD

$T_R$  : 151 anni

$a_g$  : 0,034 g

$F_0$  : 2,619

$T_c^*$  : 0,225 sec

Il calcolo è stato svolto considerando un'altezza del terreno sull paramento verticale pari a 4,45m (altezza massima sollecitata dai carichi permanenti e variabili a monte).



Nel caso in cui il terreno gravante sul paramento verticale fosse superiore alla quota considerata nel calcolo, si dovrà effettuare il calcolo del dimensionamento strutturale con i nuovi carichi sollecitanti.

## 8. REQUISITI PRESTAZIONALI

Vengono di seguito riportati i requisiti di durabilità richiesti per il dimensionamento dei manufatti in opera.

### *Campo di validità*

Sarebbe opportuno eseguire un'analisi chimica del terreno tesa ad accertare la eventuale presenza di solfati. Questa esigenza diventa stringente soprattutto quando si debbono fondare opere su terreni agricoli (o nelle vicinanze) in quanto la probabilità che i solfati siano presenti risulta elevata a causa dell'utilizzo dei fertilizzanti (ad esempio, a base di solfato d'ammonio). In assenza di un'analisi accurata in cui si rilevi l'assenza completa di solfati, si utilizzano cautelativamente le prescrizioni relative a "Calcestruzzo destinato alla realizzazione di strutture di fondazione in terreni aggressivi".

### Durabilità.

Classe di esposizione ambientale: XC2

Classe minima di resistenza del calcestruzzo: C28/35 (+ resistenza ai solfati nel caso fosse necessario a seguito di un'ulteriore indagine geologica più approfondita)

Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)

Rapporto a/c max: 0.55

Classe di resistenza a compressione minima: C(28/35)

Controllo di accettazione: tipo A (tipo B per volumi complessivi di calcestruzzo superiori a 1500 m<sup>3</sup>)

Dosaggio minimo di cemento: 320 Kg/m<sup>3</sup>

Aria intrappolata: max. 2,5%

Diametro massimo dell'aggregato: 32 mm (Per interferri inferiori a 35 mm utilizzare aggregati con pezzatura 20 mm)

Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0.4

Classe di consistenza al getto: S4/S5 o slump di riferimento 230 ± 30 mm

Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%

Profondità media della penetrazione di acqua (UNI-EN 12390-8): 20 mm

Copriferri netti minimi: 3,5 + 1,0 cm;

Sensibilità alla corrosione: armature poco sensibili;

Valore limite di apertura delle fessure: w=0,2 mm.

### Durabilità.

Classe di esposizione ambientale: XC2

Classe minima di resistenza del calcestruzzo: C32/40 (+ resistenza ai solfati nel caso fosse necessario a seguito di un'ulteriore indagine geologica più approfondita)

Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)

Rapporto a/c max: 0.55

Classe di resistenza a compressione minima: C(32/40)

Controllo di accettazione: tipo A (tipo B per volumi complessivi di calcestruzzo superiori a 1500 m<sup>3</sup>)

Dosaggio minimo di cemento: 320 Kg/m<sup>3</sup>

Aria intrappolata: max. 2,5%

Diametro massimo dell'aggregato: 32 mm (Per interferri inferiori a 35 mm utilizzare aggregati con pezzatura 20 mm)

Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0.4

Classe di consistenza al getto: S4/S5 o slump di riferimento 230 ± 30 mm

Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%

Profondità media della penetrazione di acqua (UNI-EN 12390-8): 20 mm

Copriferri netti minimi: 3,5 + 1,0 cm;

Sensibilità alla corrosione: armature poco sensibili;

Valore limite di apertura delle fessure: w=0,2 mm.

Si prescrive di utilizzare opportune guaine impermeabilizzanti e tubi drenanti opportunamente dimensionati per evitare che le strutture vengano a contatto con importanti quantitativi d'acqua che graverebbero ulteriormente sulle strutture stesse.

Si prescrive l'utilizzo di profili water-stop in corrispondenza delle riprese di getto sia verticali che orizzontali.

## **9. METODOLOGIA DI CALCOLO**

Relativamente ai muri controterra, il dimensionamento e le verifiche verranno svolte con l'Approccio 1:

Combinazione 1 (A1+M1+R1) nel dimensionamento STR;

Combinazione 2 (A2+M2+R2) nel dimensionamento GEO;

tranne la verifica a ribaltamento che richiederà (EQU+M2+R2).

Per la spinta sismica si considererà la formula di Mononobe-Okabe.

Le combinazioni di carico vengono realizzate combinando i carichi permanenti e variabili con i coefficienti  $\gamma$ , assumendo i  $\gamma$  minimi se la loro presenza è a favore di sicurezza e i  $\gamma$  massimi se la loro presenza è a sfavore di sicurezza.

In seguito si riportano in modo compatto, relativamente alle nuove strutture in C.A. da realizzarsi in opera, per le sezioni più gravose, i risultati di tutte le verifiche, come richiesto dalle NTC 2008.

Relativamente alla struttura a sostegno dello sgrigliatore, l'analisi verrà eseguita con un programma automatico; di seguito si riportano le verifiche secondo le NTC 2008.

Le verifiche sono state realizzate con il programma "Excel" della Microsoft.

Lo sgrigliatore verrà fissato alla struttura realizzata in opera facendo riferimento al progetto esecutivo di montaggio firmato e fornito dalla ditta produttrice ed installatrice della macchina.

Il calcolo della struttura dello sgrigliatore dovrà essere inserita all'interno della relazione di calcolo fornita dalla ditta produttrice del macchinario.

Il calcolo della struttura delle paratoie dovrà essere inserita all'interno della relazione di calcolo fornita dalla ditta produttrice del macchinario.

**NORME** NTC Italiane vigenti e, ove necessario, norme europee EC2, EC8 pubblicate e aggiornate. Il dimensionamento è stato svolto nel rispetto di tutte le prescrizioni NTC; si riporta un riepilogo dei dati in input e dei risultati ottenuti.

**MATERIALI FONDAZ. C/c:**  $f_{ck} = \text{N/mm}^2$  29,05  $R_{sk} = \text{N/mm}^2$  35,00  $\gamma_c =$  1,50  $f_{yd} = \text{N/mm}^2$  391,30  $f_{td} = \text{N/mm}^2$  16,46  $c = \text{mm}$  45,00

**MATERIALI MURO C/c:**  $f_{ck} = \text{N/mm}^2$  29,05  $R_{sk} = \text{N/mm}^2$  35,00  $\gamma_c =$  1,50  $f_{yd} = \text{N/mm}^2$  391,30  $f_{td} = \text{N/mm}^2$  16,46  $c = \text{mm}$  45,00

**COMPUTO FONDAZ.:**  $V \text{ c/c} = \text{mc}$  2,88  $\text{acciaio} = \text{KN}$  0,70  $\text{acciaio}/\text{mc} = \text{KN/mc}$  0,24

**MURO:**  $V \text{ c/c} = \text{mc}$  1,00  $\text{acciaio} = \text{KN}$  0,39  $\text{acciaio}/\text{mc} = \text{KN/mc}$  0,39

**TOTALE:**  $V \text{ c/c} = \text{mc}$  3,88  $\text{acciaio} = \text{KN}$  1,09  $\text{acciaio}/\text{mc} = \text{KN/mc}$  0,28

**DATI INPUT**

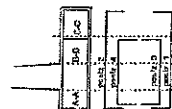
**OPERA:**  $b = \text{m}$  3,60  $b_1 = \text{m}$  1,10  $b_2 = \text{m}$  1,10  $b_3 = \text{m}$  0,50  $b_4 = \text{m}$  0,80  $b_5 = \text{m}$  2,00  $b_6 = \text{m}$  2,00  $b_7 = \text{m}$  2,00  $b_8 = \text{m}$  2,00  $b_9 = \text{m}$  2,00  $b_{10} = \text{m}$  2,00  $b_{11} = \text{m}$  2,00  $b_{12} = \text{m}$  2,00  $b_{13} = \text{m}$  2,00  $b_{14} = \text{m}$  2,00  $b_{15} = \text{m}$  2,00  $b_{16} = \text{m}$  2,00  $b_{17} = \text{m}$  2,00  $b_{18} = \text{m}$  2,00  $b_{19} = \text{m}$  2,00  $b_{20} = \text{m}$  2,00  $b_{21} = \text{m}$  2,00  $b_{22} = \text{m}$  2,00  $b_{23} = \text{m}$  2,00  $b_{24} = \text{m}$  2,00  $b_{25} = \text{m}$  2,00  $b_{26} = \text{m}$  2,00  $b_{27} = \text{m}$  2,00  $b_{28} = \text{m}$  2,00  $b_{29} = \text{m}$  2,00  $b_{30} = \text{m}$  2,00  $b_{31} = \text{m}$  2,00  $b_{32} = \text{m}$  2,00  $b_{33} = \text{m}$  2,00  $b_{34} = \text{m}$  2,00  $b_{35} = \text{m}$  2,00  $b_{36} = \text{m}$  2,00  $b_{37} = \text{m}$  2,00  $b_{38} = \text{m}$  2,00  $b_{39} = \text{m}$  2,00  $b_{40} = \text{m}$  2,00  $b_{41} = \text{m}$  2,00  $b_{42} = \text{m}$  2,00  $b_{43} = \text{m}$  2,00  $b_{44} = \text{m}$  2,00  $b_{45} = \text{m}$  2,00  $b_{46} = \text{m}$  2,00  $b_{47} = \text{m}$  2,00  $b_{48} = \text{m}$  2,00  $b_{49} = \text{m}$  2,00  $b_{50} = \text{m}$  2,00  $b_{51} = \text{m}$  2,00  $b_{52} = \text{m}$  2,00  $b_{53} = \text{m}$  2,00  $b_{54} = \text{m}$  2,00  $b_{55} = \text{m}$  2,00  $b_{56} = \text{m}$  2,00  $b_{57} = \text{m}$  2,00  $b_{58} = \text{m}$  2,00  $b_{59} = \text{m}$  2,00  $b_{60} = \text{m}$  2,00  $b_{61} = \text{m}$  2,00  $b_{62} = \text{m}$  2,00  $b_{63} = \text{m}$  2,00  $b_{64} = \text{m}$  2,00  $b_{65} = \text{m}$  2,00  $b_{66} = \text{m}$  2,00  $b_{67} = \text{m}$  2,00  $b_{68} = \text{m}$  2,00  $b_{69} = \text{m}$  2,00  $b_{70} = \text{m}$  2,00  $b_{71} = \text{m}$  2,00  $b_{72} = \text{m}$  2,00  $b_{73} = \text{m}$  2,00  $b_{74} = \text{m}$  2,00  $b_{75} = \text{m}$  2,00  $b_{76} = \text{m}$  2,00  $b_{77} = \text{m}$  2,00  $b_{78} = \text{m}$  2,00  $b_{79} = \text{m}$  2,00  $b_{80} = \text{m}$  2,00  $b_{81} = \text{m}$  2,00  $b_{82} = \text{m}$  2,00  $b_{83} = \text{m}$  2,00  $b_{84} = \text{m}$  2,00  $b_{85} = \text{m}$  2,00  $b_{86} = \text{m}$  2,00  $b_{87} = \text{m}$  2,00  $b_{88} = \text{m}$  2,00  $b_{89} = \text{m}$  2,00  $b_{90} = \text{m}$  2,00  $b_{91} = \text{m}$  2,00  $b_{92} = \text{m}$  2,00  $b_{93} = \text{m}$  2,00  $b_{94} = \text{m}$  2,00  $b_{95} = \text{m}$  2,00  $b_{96} = \text{m}$  2,00  $b_{97} = \text{m}$  2,00  $b_{98} = \text{m}$  2,00  $b_{99} = \text{m}$  2,00  $b_{100} = \text{m}$  2,00

**TERRAPIENO:**  $\phi =$  30,00  $\gamma_{sk} = \text{KN/mc}$  25,00  $\beta =$  0,18  $\delta_{sub} =$  30,00  $\delta_{muro} =$  20,00  $TERR. FONDAZ.:$   $h_1 = \text{m}$  0,80  $h_2 = \text{m}$  1,60  $h_3 = \text{m}$  0,014  $h_4 = \text{m}$  0,007  $h_5 = \text{m}$  0,007  $h_6 = \text{m}$  0,007  $h_7 = \text{m}$  0,007  $h_8 = \text{m}$  0,007  $h_9 = \text{m}$  0,007  $h_{10} = \text{m}$  0,007  $h_{11} = \text{m}$  0,007  $h_{12} = \text{m}$  0,007  $h_{13} = \text{m}$  0,007  $h_{14} = \text{m}$  0,007  $h_{15} = \text{m}$  0,007  $h_{16} = \text{m}$  0,007  $h_{17} = \text{m}$  0,007  $h_{18} = \text{m}$  0,007  $h_{19} = \text{m}$  0,007  $h_{20} = \text{m}$  0,007  $h_{21} = \text{m}$  0,007  $h_{22} = \text{m}$  0,007  $h_{23} = \text{m}$  0,007  $h_{24} = \text{m}$  0,007  $h_{25} = \text{m}$  0,007  $h_{26} = \text{m}$  0,007  $h_{27} = \text{m}$  0,007  $h_{28} = \text{m}$  0,007  $h_{29} = \text{m}$  0,007  $h_{30} = \text{m}$  0,007  $h_{31} = \text{m}$  0,007  $h_{32} = \text{m}$  0,007  $h_{33} = \text{m}$  0,007  $h_{34} = \text{m}$  0,007  $h_{35} = \text{m}$  0,007  $h_{36} = \text{m}$  0,007  $h_{37} = \text{m}$  0,007  $h_{38} = \text{m}$  0,007  $h_{39} = \text{m}$  0,007  $h_{40} = \text{m}$  0,007  $h_{41} = \text{m}$  0,007  $h_{42} = \text{m}$  0,007  $h_{43} = \text{m}$  0,007  $h_{44} = \text{m}$  0,007  $h_{45} = \text{m}$  0,007  $h_{46} = \text{m}$  0,007  $h_{47} = \text{m}$  0,007  $h_{48} = \text{m}$  0,007  $h_{49} = \text{m}$  0,007  $h_{50} = \text{m}$  0,007  $h_{51} = \text{m}$  0,007  $h_{52} = \text{m}$  0,007  $h_{53} = \text{m}$  0,007  $h_{54} = \text{m}$  0,007  $h_{55} = \text{m}$  0,007  $h_{56} = \text{m}$  0,007  $h_{57} = \text{m}$  0,007  $h_{58} = \text{m}$  0,007  $h_{59} = \text{m}$  0,007  $h_{60} = \text{m}$  0,007  $h_{61} = \text{m}$  0,007  $h_{62} = \text{m}$  0,007  $h_{63} = \text{m}$  0,007  $h_{64} = \text{m}$  0,007  $h_{65} = \text{m}$  0,007  $h_{66} = \text{m}$  0,007  $h_{67} = \text{m}$  0,007  $h_{68} = \text{m}$  0,007  $h_{69} = \text{m}$  0,007  $h_{70} = \text{m}$  0,007  $h_{71} = \text{m}$  0,007  $h_{72} = \text{m}$  0,007  $h_{73} = \text{m}$  0,007  $h_{74} = \text{m}$  0,007  $h_{75} = \text{m}$  0,007  $h_{76} = \text{m}$  0,007  $h_{77} = \text{m}$  0,007  $h_{78} = \text{m}$  0,007  $h_{79} = \text{m}$  0,007  $h_{80} = \text{m}$  0,007  $h_{81} = \text{m}$  0,007  $h_{82} = \text{m}$  0,007  $h_{83} = \text{m}$  0,007  $h_{84} = \text{m}$  0,007  $h_{85} = \text{m}$  0,007  $h_{86} = \text{m}$  0,007  $h_{87} = \text{m}$  0,007  $h_{88} = \text{m}$  0,007  $h_{89} = \text{m}$  0,007  $h_{90} = \text{m}$  0,007  $h_{91} = \text{m}$  0,007  $h_{92} = \text{m}$  0,007  $h_{93} = \text{m}$  0,007  $h_{94} = \text{m}$  0,007  $h_{95} = \text{m}$  0,007  $h_{96} = \text{m}$  0,007  $h_{97} = \text{m}$  0,007  $h_{98} = \text{m}$  0,007  $h_{99} = \text{m}$  0,007  $h_{100} = \text{m}$  0,007

**DATI SISMICI:**  $a_g =$  0,048  $F_0 =$  2,641  $\beta_m =$  0,18  $S_0 =$  1,60  $S_1 =$  1,00  $S_2 =$  1,00  $S_3 =$  1,00  $S_4 =$  1,00  $S_5 =$  1,00  $S_6 =$  1,00  $S_7 =$  1,00  $S_8 =$  1,00  $S_9 =$  1,00  $S_{10} =$  1,00  $S_{11} =$  1,00  $S_{12} =$  1,00  $S_{13} =$  1,00  $S_{14} =$  1,00  $S_{15} =$  1,00  $S_{16} =$  1,00  $S_{17} =$  1,00  $S_{18} =$  1,00  $S_{19} =$  1,00  $S_{20} =$  1,00  $S_{21} =$  1,00  $S_{22} =$  1,00  $S_{23} =$  1,00  $S_{24} =$  1,00  $S_{25} =$  1,00  $S_{26} =$  1,00  $S_{27} =$  1,00  $S_{28} =$  1,00  $S_{29} =$  1,00  $S_{30} =$  1,00  $S_{31} =$  1,00  $S_{32} =$  1,00  $S_{33} =$  1,00  $S_{34} =$  1,00  $S_{35} =$  1,00  $S_{36} =$  1,00  $S_{37} =$  1,00  $S_{38} =$  1,00  $S_{39} =$  1,00  $S_{40} =$  1,00  $S_{41} =$  1,00  $S_{42} =$  1,00  $S_{43} =$  1,00  $S_{44} =$  1,00  $S_{45} =$  1,00  $S_{46} =$  1,00  $S_{47} =$  1,00  $S_{48} =$  1,00  $S_{49} =$  1,00  $S_{50} =$  1,00  $S_{51} =$  1,00  $S_{52} =$  1,00  $S_{53} =$  1,00  $S_{54} =$  1,00  $S_{55} =$  1,00  $S_{56} =$  1,00  $S_{57} =$  1,00  $S_{58} =$  1,00  $S_{59} =$  1,00  $S_{60} =$  1,00  $S_{61} =$  1,00  $S_{62} =$  1,00  $S_{63} =$  1,00  $S_{64} =$  1,00  $S_{65} =$  1,00  $S_{66} =$  1,00  $S_{67} =$  1,00  $S_{68} =$  1,00  $S_{69} =$  1,00  $S_{70} =$  1,00  $S_{71} =$  1,00  $S_{72} =$  1,00  $S_{73} =$  1,00  $S_{74} =$  1,00  $S_{75} =$  1,00  $S_{76} =$  1,00  $S_{77} =$  1,00  $S_{78} =$  1,00  $S_{79} =$  1,00  $S_{80} =$  1,00  $S_{81} =$  1,00  $S_{82} =$  1,00  $S_{83} =$  1,00  $S_{84} =$  1,00  $S_{85} =$  1,00  $S_{86} =$  1,00  $S_{87} =$  1,00  $S_{88} =$  1,00  $S_{89} =$  1,00  $S_{90} =$  1,00  $S_{91} =$  1,00  $S_{92} =$  1,00  $S_{93} =$  1,00  $S_{94} =$  1,00  $S_{95} =$  1,00  $S_{96} =$  1,00  $S_{97} =$  1,00  $S_{98} =$  1,00  $S_{99} =$  1,00  $S_{100} =$  1,00

**CARICHI:**  $q_p =$  15,0  $q_v =$  20,0  $m_p =$  1,60  $m_v =$  1,60  $f_p =$  1,60  $f_v =$  1,60  $w_p =$  0,014  $w_v =$  0,007  $m_E =$  0,007  $m_F =$  0,007  $m_G =$  0,007  $m_H =$  0,007  $m_I =$  0,007  $m_J =$  0,007  $m_K =$  0,007  $m_L =$  0,007  $m_M =$  0,007  $m_N =$  0,007  $m_O =$  0,007  $m_P =$  0,007  $m_Q =$  0,007  $m_R =$  0,007  $m_S =$  0,007  $m_T =$  0,007  $m_U =$  0,007  $m_V =$  0,007  $m_W =$  0,007  $m_X =$  0,007  $m_Y =$  0,007  $m_Z =$  0,007  $m_{AA} =$  0,007  $m_{AB} =$  0,007  $m_{AC} =$  0,007  $m_{AD} =$  0,007  $m_{AE} =$  0,007  $m_{AF} =$  0,007  $m_{AG} =$  0,007  $m_{AH} =$  0,007  $m_{AI} =$  0,007  $m_{AJ} =$  0,007  $m_{AK} =$  0,007  $m_{AL} =$  0,007  $m_{AM} =$  0,007  $m_{AN} =$  0,007  $m_{AO} =$  0,007  $m_{AP} =$  0,007  $m_{AQ} =$  0,007  $m_{AR} =$  0,007  $m_{AS} =$  0,007  $m_{AT} =$  0,007  $m_{AU} =$  0,007  $m_{AV} =$

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici		M nelle sez. A, B, C			V nelle sez. A, B, C		
	N kN	M kNm	M <sub>A</sub> kNm	M <sub>B</sub> kNm	M <sub>C</sub> kNm	V <sub>A</sub> kN	V <sub>B</sub> kN	V <sub>C</sub> kN
Non sis.	C.1	212,0 - 66,5	8,7 - 13,4	8,0	8,0	19,3 - 9,9	9,9 - 3,9	3,9
	C.2	212,0 - 66,5	8,7 - 13,4	8,0	8,0	19,3 - 9,9	9,9 - 3,9	3,9
	C.3	212,0 - 27,4	17,4 - 36,2	15,4	15,4	33,1 - 25,9	25,9 - 16,9	16,9
	C.4	212,0 - 27,4	17,4 - 36,2	15,4	15,4	33,1 - 25,9	25,9 - 16,9	16,9
	C.5	288,1 - 117,6	6,4 - 17,3	15,3	15,3	17,8 - 5,5	5,5 - 3,6	3,6
	C.6	288,1 - 117,6	6,4 - 17,3	15,3	15,3	17,8 - 5,5	5,5 - 3,6	3,6
	C.7	288,1 - 78,6	15,2 - 40,1	22,6	22,6	31,6 - 21,6	21,6 - 16,7	16,7
	C.8	288,1 - 78,6	15,2 - 40,1	22,6	22,6	31,6 - 21,6	21,6 - 16,7	16,7
Sisma+	C.1	214,0 - 63,2	9,7 - 16,4	9,2	9,2	20,9 - 11,7	11,7 - 5,5	5,5
	C.2	214,0 - 63,2	9,7 - 16,4	9,2	9,2	20,9 - 11,7	11,7 - 5,5	5,5
	C.3	214,0 - 57,0	11,1 - 20,1	10,4	10,4	23,1 - 14,2	14,2 - 7,6	7,6
	C.4	214,0 - 57,0	11,1 - 20,1	10,4	10,4	23,1 - 14,2	14,2 - 7,6	7,6
	C.5	216,5 - 67,9	9,1 - 17,5	10,5	10,5	20,0 - 10,9	10,9 - 5,8	5,8
	C.6	216,5 - 67,9	9,1 - 17,5	10,5	10,5	20,0 - 10,9	10,9 - 5,8	5,8
	C.7	216,5 - 61,6	10,5 - 21,1	11,7	11,7	22,2 - 13,5	13,5 - 7,9	7,9
	C.8	216,5 - 61,6	10,5 - 21,1	11,7	11,7	22,2 - 13,5	13,5 - 7,9	7,9
Sisma-	C.9	210,9 - 62,5	9,5 - 16,0	9,0	9,0	20,5 - 11,4	11,4 - 5,3	5,3
	C.10	210,9 - 62,5	9,5 - 16,0	9,0	9,0	20,5 - 11,4	11,4 - 5,3	5,3
	C.11	210,9 - 56,3	10,9 - 19,6	10,1	10,1	22,7 - 14,0	14,0 - 7,4	7,4
	C.12	210,9 - 56,3	10,9 - 19,6	10,1	10,1	22,7 - 14,0	14,0 - 7,4	7,4
	C.13	213,5 - 67,1	8,9 - 17,0	10,3	10,3	18,6 - 10,7	10,7 - 5,6	5,6
	C.14	213,5 - 67,1	8,9 - 17,0	10,3	10,3	18,6 - 10,7	10,7 - 5,6	5,6
	C.15	213,5 - 60,9	10,3 - 20,6	11,5	11,5	21,9 - 13,2	13,2 - 7,7	7,7
	C.16	213,5 - 60,9	10,3 - 20,6	11,5	11,5	21,9 - 13,2	13,2 - 7,7	7,7

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ :

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, pos}$ ,  $M_{B, pos}$ ,  $M_{C, pos}$  = kNm

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, sup}$ ,  $M_{B, sup}$ ,  $M_{C, sup}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max IV, Max IV<sub>Ed</sub>, Max IV<sub>Ed</sub> = kN

dove  $b$ =larghezza fondazione (1 metro),  $h$ =altezza fondazione=  $h_2$

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s, inf}$  = (per A-A, B-B; max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in posiz. 1 N.o barre=

barre in posiz. 3 N.o barre=

$\phi$ = mm

$\phi$ = mm

$A_{s, inf, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf, ad}$   $\geq A_{s, inf}$ ? ok

$A_{s, sup}$  = (per A-A, B-B; max acciaio sup. in C-C) = mmq

barre in posiz. 2 N.o barre=

$\phi$ = mm

$\phi$ = mm

$A_{s, sup, ad}$  = As totale sup adottata = mmq

$A_{s, sup, ad}$   $\geq A_{s, sup}$ ? ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s, sup, ad}$   $\geq A_{s, sup}$ ? ok

$d$ = h - c =  $h_2$  - c = mm

$V_{Ed}$  =  $[V_{min} + 0,15 \alpha_{cp}] b d$  = kN

$V_{Ed}$  =  $[0,18 k (100 p_{f,Ed})^{1/3} + 0,15 \alpha_{cp}] b d$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $\{V_{Ed}; V_{f,Ed}\}$  = kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$ ? ok

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$ ? ok

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$ ? ok

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$ ? ok

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$ ? ok

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$ ? ok

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$ ? ok

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$ ? ok

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$ ? ok

33,1

25,9

16,9

C-C

A-A

B-B

1.000

755,0

265,5

233,0

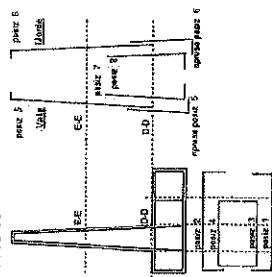
265,5

265,5

265,5

265,5

### 3) STR-MURO



#### Assegnazione armature

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a valle  
barre in posiz. 5 N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a monte  
barre in posiz. 6 N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

A1 $\phi$ = mmq

N.o barre=

$\phi$ = mm

5,00

18,00

254,47

2,00

18,00

254,47

1,781,3

1,272,3

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

Non eis.

Sisma+

Sisma-

5,00

18,00

254,47

2,00

18,00

254,47

1,781,3

1,272,3

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

5,00

18,00

254,47

2,00

18,00

254,47

1,781,3

1,272,3

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

500,0

1,000,0

5,00

18,00

254,47

2,00

18,00

254,47

1,781,3

1,272,3

1,000,0

500,0

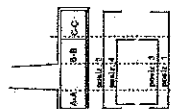
1,000,0

500,0

1

17

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici		M nelle sez. A, B, C			V nelle sez. A, B, C		
	N kN	M kNm	M <sub>A</sub> kNm	M <sub>B</sub> kNm	M <sub>C</sub> kNm	V <sub>A</sub> kN	V <sub>B</sub> kN	V <sub>C</sub> kN
Non sis.	C.1	212,0 - 66,5	6,7 - 13,4	8,0	19,3 - 9,9	3,9		
	C.2	212,0 - 66,5	8,7 - 13,4	8,0	19,3 - 9,9	3,9		
	C.3	212,0 - 27,4	17,4 - 36,2	15,4	33,1 - 25,9	16,9		
	C.4	212,0 - 27,4	17,4 - 36,2	15,4	33,1 - 25,9	16,9		
	C.5	288,1 - 117,6	6,4 - 17,3	15,3	17,8 - 5,5	3,6		
	C.6	288,1 - 117,6	6,4 - 17,3	15,3	17,8 - 5,5	3,6		
	C.7	288,1 - 78,6	15,2 - 40,1	22,6	31,6 - 21,6	16,7		
Sigma+	C.8	288,1 - 78,6	15,2 - 40,1	22,6	31,6 - 21,6	16,7		
	C.1	212,9 - 64,9	9,2 - 14,9	8,6	20,0 - 10,7	4,7		
Sigma-	C.2	212,9 - 64,9	9,2 - 14,9	8,6	20,0 - 10,7	4,7		
	C.3	212,9 - 58,8	10,5 - 18,5	9,7	22,2 - 13,3	6,7		
	C.4	212,9 - 58,8	10,5 - 18,5	9,7	22,2 - 13,3	6,7		
	C.5	215,5 - 69,5	8,6 - 15,9	9,9	19,2 - 10,0	5,0		
	C.6	215,5 - 69,5	8,6 - 15,9	9,9	19,2 - 10,0	5,0		
	C.7	215,5 - 63,3	9,9 - 19,5	11,1	21,4 - 12,5	7,0		
	C.8	215,5 - 63,3	9,9 - 19,5	11,1	21,4 - 12,5	7,0		
Sigma-	C.9	211,5 - 64,6	9,1 - 14,7	8,5	19,9 - 10,6	4,6		
	C.10	211,5 - 64,6	9,1 - 14,7	8,5	19,9 - 10,6	4,6		
	C.11	211,5 - 58,4	10,4 - 18,2	9,6	22,0 - 13,1	6,6		
	C.12	211,5 - 58,4	10,4 - 18,2	9,6	22,0 - 13,1	6,6		
	C.13	214,0 - 69,1	8,5 - 15,7	9,8	19,0 - 9,9	4,9		
	C.14	214,0 - 69,1	8,5 - 15,7	9,8	19,0 - 9,9	4,9		
	C.15	214,0 - 63,0	9,9 - 19,2	10,9	21,2 - 12,4	6,9		
	C.16	214,0 - 63,0	9,9 - 19,2	10,9	21,2 - 12,4	6,9		

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ :

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, pos}$ ,  $M_{B, pos}$ ,  $M_{C, pos}$  = kNm

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, neg}$ ,  $M_{B, neg}$ ,  $M_{C, neg}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max IV, Max  $V_{Ed}$ , Max  $V_{Ed}$  = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega \cdot b \cdot f_{cd} / f_{yk}$ , quelle compresse con  $\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yk}$ ,  
dove  $b$ =larghezza fondazione (1 metro),  $h$ =altezza fondazione=  $h_2$

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s, Ed}$  = (per A-A, B-B; per C-C: max acciaio inf. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in posiz. 1 N.o barre= 5,0 5,0 18,0 18,0

barre in posiz. 3 N.o barre= 5,0 5,0 18,0 18,0

$\phi$ = mm

$\phi$ = mm

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$   $\geq$   $A_{s, Ed}$ ?

ok ok

$A_{s, sup}$  = (per A-A, B-B; max acciaio sup. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio sup. in C-C) = mmq

barre in posiz. 2 N.o barre= 5,0 5,0 18,0 18,0

$\phi$ = mm

$\phi$ = mm

barre in posiz. 4 N.o barre= 5,0 5,0 18,0 18,0

$\phi$ = mm

$A_{s, sup, ad}$  = As totale sup adottata = mmq

$A_{s, sup, ad}$   $\geq$   $A_{s, sup}$ ?

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s, sup, ad}$   $\geq$   $A_{s, sup}$ ?

ok ok

A-A B-B C-C

$d = h - c = h_2 - c =$  mm

$d = h - c = h_2 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 p_i f_{yk})^{0,5} / \gamma_s + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

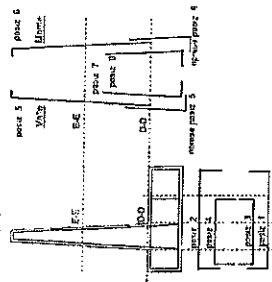
$V_{Ed} = \max [V_{Ed}, V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$ ?

ok ok



3) STR-MURO



Assegnazione armature  
Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a valle  
barre in posiz. 5

N.o barre=	5,00
$\phi$ = mm	18,00
A1 $\phi$ = mmq	254,47
N.o barre=	2,00
$\phi$ = mm	18,00
A1 $\phi$ = mmq	254,47
AS <sub>valle</sub> D-D= As totale base a valle, sez. D-D= mmq	1.781,3
AS <sub>valle</sub> E-E= As totale base a valle, sez. E-E= mmq	1.272,3

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a monte  
barre in posiz. 6

N.o barre=	5,00
$\phi$ = mm	18,00
A1 $\phi$ = mmq	254,47
N.o barre=	2,00
$\phi$ = mm	18,00
A1 $\phi$ = mmq	254,47
AS <sub>monte</sub> D-D= As totale base a monte, sez. D-D= mmq	1.781,3
AS <sub>monte</sub> E-E= As totale base a monte, sez. E-E= mmq	1.272,3

Sez. D-D (di 'incastro' alla base del muro)  
b=mm

h= altezza sez. muro=  $b_2 + b_3 + b_4/2$  = mm

Sez. E-E (a metà altezza del muro)

h= altezza sez. muro=  $b_2/2 + b_3 + b_4/2$  = mm

	Sez.	N (kN)	M <sub>ed</sub> =M (kNm)	(N.M) da verificare		M <sub>ed</sub> /M <sub>res</sub>	Verifica	M <sub>ed</sub> /M <sub>res</sub>	Verifica
				N <sub>ed</sub> =N	M <sub>ed</sub> =max (M <sub>1</sub> , M <sub>2</sub> )				
Non sis.	C.1	31,1	12,4	0,8	31,1	12,4	308,5	ok	ok
	C.2	31,1	12,4	0,8	31,1	12,4	308,5	ok	ok
	C.3	31,1	33,4	0,8	31,1	33,4	308,5	ok	ok
	C.4	31,1	33,4	0,8	31,1	33,4	308,5	ok	ok
	C.5	46,5	10,5	1,2	46,5	10,5	311,7	ok	ok
	C.6	46,5	10,5	1,2	46,5	10,5	311,7	ok	ok
	C.7	46,5	31,4	1,2	46,5	31,4	311,7	ok	ok
	C.8	46,5	31,4	1,2	46,5	31,4	311,7	ok	ok
Sisma+	C.1	31,3	12,9	0,8	31,3	12,9	308,5	ok	ok
	C.2	31,3	12,9	0,8	31,3	12,9	308,5	ok	ok
	C.3	31,3	16,3	0,8	31,3	16,3	308,5	ok	ok
	C.4	31,3	16,3	0,8	31,3	16,3	308,5	ok	ok
	C.5	32,5	12,6	0,8	32,5	12,6	308,8	ok	ok
	C.6	32,5	12,6	0,8	32,5	12,6	308,8	ok	ok
	C.7	32,5	16,0	0,8	32,5	16,0	308,8	ok	ok
	C.8	32,5	16,0	0,8	32,5	16,0	308,8	ok	ok
Sisma-	C.9	31,1	12,7	0,8	31,1	12,7	308,5	ok	ok
	C.10	31,1	12,7	0,8	31,1	12,7	308,5	ok	ok
	C.11	31,1	16,1	0,8	31,1	16,1	308,5	ok	ok
	C.12	31,1	16,1	0,8	31,1	16,1	308,5	ok	ok
	C.13	32,3	12,4	0,8	32,3	12,4	308,7	ok	ok
	C.14	32,3	12,4	0,8	32,3	12,4	308,7	ok	ok
	C.15	32,3	15,8	0,8	32,3	15,8	308,7	ok	ok
	C.16	32,3	15,8	0,8	32,3	15,8	308,7	ok	ok

Verifica a taglio per i V<sub>ed</sub>

V<sub>ed</sub> V<sub>ed</sub> (non sismici)= kN

V<sub>ed</sub> V<sub>ed</sub> (sismici)= kN

V<sub>ed</sub> = taglio di progetto nella rispettiva sez. = kN

h= altezza muro per sez. D-D, E-E= mm

d= h - c= mm

V<sub>ed</sub> = [V<sub>ed</sub> + 0,15 σ<sub>cp</sub>] b d= kN

V<sub>ed</sub> = [0,18 k (100 ρ f<sub>yk</sub>)<sup>1/3</sup> / γ<sub>c</sub> + 0,15 σ<sub>cp</sub>] b d= kN

V<sub>ed</sub> = max [V<sub>ed</sub>; V<sub>ed</sub>] = kN

V<sub>ed</sub> ≥ V<sub>ed</sub>? ok

D-D

E-E

38,6

16,6

8,2

16,6

1,000

500

455

186,1

4,2

186,1

ok

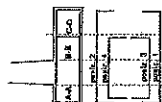
20





23

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici			M nelle sez. A, B, C			V nelle sez. A, B, C		
	N	M	M <sub>0</sub>	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>B</sub>	V <sub>C</sub>
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kN	kN	kN
Non sis.									
C.1	309,6	26,3	-	-	60,2	34,2	-	11,4	27,1
C.2	309,6	26,3	-	-	60,2	34,2	-	11,4	27,1
C.3	309,6	101,0	-	-	129,4	62,3	-	32,2	63,4
C.4	309,6	101,0	-	-	129,4	62,3	-	32,2	63,4
C.5	419,4	10,1	-	-	61,9	44,6	-	5,3	23,6
C.6	419,4	10,1	-	-	61,9	44,6	-	5,3	23,6
C.7	419,4	64,6	-	-	131,1	72,6	-	26,1	63,9
C.8	419,4	64,6	-	-	131,1	72,6	-	26,1	63,9
Sisma+									
C.1	311,0	30,5	-	-	64,8	36,3	-	12,7	29,4
C.2	311,0	30,5	-	-	64,8	36,3	-	12,7	29,4
C.3	311,0	41,8	-	-	75,3	40,5	-	15,6	34,6
C.4	311,0	41,8	-	-	75,3	40,5	-	15,6	34,6
C.5	314,4	25,4	-	-	65,0	37,7	-	11,8	28,9
C.6	314,4	25,4	-	-	65,0	37,7	-	11,8	28,9
C.7	314,4	36,7	-	-	75,5	42,0	-	14,9	34,4
C.8	314,4	36,7	-	-	75,5	42,0	-	14,9	34,4
Sisma-									
C.9	308,9	30,1	-	-	64,0	35,9	-	12,5	29,1
C.10	308,9	30,1	-	-	64,0	35,9	-	12,5	29,1
C.11	308,9	41,4	-	-	74,5	40,1	-	15,6	34,6
C.12	308,9	41,4	-	-	74,5	40,1	-	15,6	34,6
C.13	312,3	24,9	-	-	64,3	37,3	-	11,6	28,6
C.14	312,3	24,9	-	-	64,3	37,3	-	11,6	28,6
C.15	312,3	35,3	-	-	74,8	41,6	-	14,8	34,1
C.16	312,3	35,3	-	-	74,8	41,6	-	14,8	34,1

Valori di progetto  $V_{ed}$ ,  $M_{ed}$ :

$M_{ed}$ : Max degli  $M_{A, sup}$ ,  $M_{B, sup}$ ,  $M_{C, sup}$  = kNm

$M_{ed}$ : Max degli  $M_{A, inf}$ ,  $M_{B, inf}$ ,  $M_{C, inf}$  = kNm

$V_{ed}$ : Max  $|V_A|$ , Max  $|V_B|$ , Max  $|V_C|$  = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega$  b d  $f_{yk}$  /  $f_{yk}$  quelle compresse con  $\omega'$  b d  $f_{yk}$  /  $f_{yk}$ ;  
dove b=larghezza fondazione (1 metro), h=altezza fondazione=  $h_0$

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{ed}$

$A_{s, sup}$  = (per A-A, B-B; max acciaio inf. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) mmq

barre in posiz. 1 N.o barre=

$\phi$ = mm

barre in posiz. 3 N.o barre=

$\phi$ = mm

$A_{s, inf, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup, ad} \geq A_{s, inf}$  ?

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

$A_{s, sup}$  = (per A-A, B-B; max acciaio sup. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio sup. in C-C) mmq

barre in posiz. 2 N.o barre=

$\phi$ = mm

barre in posiz. 4 N.o barre=

$\phi$ = mm

$A_{s, sup, ad}$  = As totale sup adottata = mmq

$A_{s, sup, ad} \geq A_{s, inf}$  ?

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

Verifica a taglio per  $V_{ed}$

$A_{s, sup, ad} \geq A_{s, inf}$  ?

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

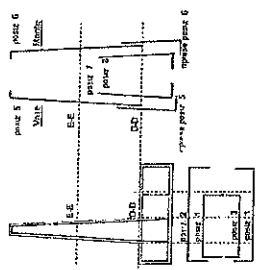
OK

OK

OK

OK

3) STR-MURO



Assegnazione armature

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a valle  
barre in posiz. 5 N.o barre= 5,00  
 $\phi$ = mm 18,00  
A1 $\phi$ = mmq 254,47  
N.o barre= 2,00  
barre in posiz. 7  $\phi$ = mm 18,00  
A1 $\phi$ = mmq 254,47  
As<sub>valle D-D</sub>= As totale base a valle, sez. D-D= mmq 1.781,3  
As<sub>valle E-E</sub>= As totale base a valle, sez. E-E= mmq 1.272,3

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a monte  
barre in posiz. 6 N.o barre= 5,00  
 $\phi$ = mm 18,00  
A1 $\phi$ = mmq 254,47  
N.o barre= 2,00  
barre in posiz. 8  $\phi$ = mm 18,00  
A1 $\phi$ = mmq 254,47  
As<sub>monte D-D</sub>= As totale base a monte, sez. D-D= mmq 1.781,3  
As<sub>monte E-E</sub>= As totale base a monte, sez. E-E= mmq 1.272,3

Sez. D-D (di 'incastro' alla base del muro)

b=mm 1.000,0  
h= altezza sez. muro=  $b_2 + b_3 + b_4$  = mm 500,0

Sez.	N (kN)	M <sub>ed</sub> =M (kNm)	(N,M) da verificare		Verifica	Sez.	N (kN)	M <sub>ed</sub> =M (kNm)	(N,M) da verificare		Verifica
			N <sub>ed</sub> =N	M <sub>ed</sub> =max (M <sub>ed</sub> , M <sub>max</sub> )					N <sub>ed</sub> =N	M <sub>ed</sub> =max (M <sub>ed</sub> , M <sub>max</sub> )	
Non sis.	C.1	48,9 - 34,9	1,2	48,9 - 34,9	312,2	E-E	22,8 - 22,8	6,1 - 6,1	22,8 - 22,8	6,1 - 6,1	ok
	C.2	48,9 - 34,9	1,2	48,9 - 34,9	312,2		22,8 - 22,8	6,1 - 6,1	22,8 - 22,8	6,1 - 6,1	ok
	C.3	48,9 - 83,9	1,2	48,9 - 83,9	312,2		22,8 - 22,8	17,6 - 17,6	22,8 - 22,8	17,6 - 17,6	ok
	C.4	48,9 - 83,9	1,2	48,9 - 83,9	312,2		22,8 - 22,8	17,6 - 17,6	22,8 - 22,8	17,6 - 17,6	ok
	C.5	72,8 - 31,7	1,8	72,8 - 31,7	317,1		34,2 - 34,2	4,6 - 4,6	34,2 - 34,2	4,6 - 4,6	ok
	C.6	72,8 - 31,7	1,8	72,8 - 31,7	317,1		34,2 - 34,2	4,6 - 4,6	34,2 - 34,2	4,6 - 4,6	ok
	C.7	72,8 - 80,7	1,8	72,8 - 80,7	317,1		34,2 - 34,2	16,2 - 16,2	34,2 - 34,2	16,2 - 16,2	ok
	C.8	72,8 - 80,7	1,8	72,8 - 80,7	317,1		34,2 - 34,2	16,2 - 16,2	34,2 - 34,2	16,2 - 16,2	ok
Sisma+	C.1	49,3 - 35,9	1,2	49,3 - 35,9	312,3		22,9 - 22,9	6,3 - 6,3	22,9 - 22,9	6,3 - 6,3	ok
	C.2	49,3 - 35,9	1,2	49,3 - 35,9	312,3		22,9 - 22,9	6,3 - 6,3	22,9 - 22,9	6,3 - 6,3	ok
	C.3	49,3 - 43,6	1,2	49,3 - 43,6	312,3		22,9 - 22,9	8,2 - 8,2	22,9 - 22,9	8,2 - 8,2	ok
	C.4	49,3 - 43,6	1,2	49,3 - 43,6	312,3		22,9 - 22,9	8,2 - 8,2	22,9 - 22,9	8,2 - 8,2	ok
	C.5	51,1 - 35,5	1,3	51,1 - 35,5	312,6		23,8 - 23,8	6,1 - 6,1	23,8 - 23,8	6,1 - 6,1	ok
	C.6	51,1 - 35,5	1,3	51,1 - 35,5	312,6		23,8 - 23,8	6,1 - 6,1	23,8 - 23,8	6,1 - 6,1	ok
	C.7	51,1 - 43,1	1,3	51,1 - 43,1	312,6		23,8 - 23,8	8,0 - 8,0	23,8 - 23,8	8,0 - 8,0	ok
	C.8	51,1 - 43,1	1,3	51,1 - 43,1	312,6		23,8 - 23,8	8,0 - 8,0	23,8 - 23,8	8,0 - 8,0	ok
Sisma-	C.9	48,9 - 35,5	1,2	48,9 - 35,5	312,2		22,7 - 22,7	6,2 - 6,2	22,7 - 22,7	6,2 - 6,2	ok
	C.10	48,9 - 35,5	1,2	48,9 - 35,5	312,2		22,7 - 22,7	6,2 - 6,2	22,7 - 22,7	6,2 - 6,2	ok
	C.11	48,9 - 43,1	1,2	48,9 - 43,1	312,2		22,7 - 22,7	8,1 - 8,1	22,7 - 22,7	8,1 - 8,1	ok
	C.12	48,9 - 43,1	1,2	48,9 - 43,1	312,2		22,7 - 22,7	8,1 - 8,1	22,7 - 22,7	8,1 - 8,1	ok
	C.13	50,8 - 35,0	1,3	50,8 - 35,0	312,6		23,7 - 23,7	6,0 - 6,0	23,7 - 23,7	6,0 - 6,0	ok
	C.14	50,8 - 35,0	1,3	50,8 - 35,0	312,6		23,7 - 23,7	6,0 - 6,0	23,7 - 23,7	6,0 - 6,0	ok
	C.15	50,8 - 42,7	1,3	50,8 - 42,7	312,6		23,7 - 23,7	7,9 - 7,9	23,7 - 23,7	7,9 - 7,9	ok
	C.16	50,8 - 42,7	1,3	50,8 - 42,7	312,6		23,7 - 23,7	7,9 - 7,9	23,7 - 23,7	7,9 - 7,9	ok

Verifica a taglio per V<sub>ed</sub>

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (non sismico)= kN 66,0  
V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN 37,4

V<sub>ed</sub>= taglio di progetto nella rispettiva sez. = kN 66,0

h= altezza muro per sez. D-D, E-E= mm 500

b= mm 1.000

$\phi$ = h - c= mm 455

V<sub>red</sub>= [V<sub>red</sub> + 0,15  $\sigma_{cp}$ ] b  $\phi$ = kN 190,7

V<sub>red</sub>= max [V<sub>red</sub>, V<sub>red</sub>] = kN 190,7

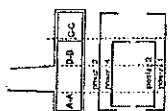
V<sub>red</sub>  $\geq$  V<sub>ed</sub>? ok

## Sezione 10a-10a SLV

NORME		NTC Italiane vigenti e, ove necessario, norme europee EC2, EC8 pubblicate e aggiornate. Il dimensionamento è stato svolto nel rispetto di tutte le prescrizioni NTC; si riporta un riepilogo dei dati in input e dei risultati ottenuti.	
MATERIALI FONDEZ. C/c:			
Acciaio:	$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	$R_{yk} = \text{N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,50$
MATERIALI MURO C/c:			
Acciaio:	$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	$R_{yk} = \text{N/mm}^2$	$\gamma_s = 1,50$
COMPUTO FONDEZ.:			
mur:	$V \text{ c/c} = \text{mc}$	$V \text{ c/c} = \text{mc}$	$\gamma_s = 1,50$
totale:	$V \text{ c/c} = \text{mc}$	$V \text{ c/c} = \text{mc}$	$\gamma_s = 1,50$



2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici		M nella sez. A, B, C			V nella sez. A, B, C			
	N kN	M kNm	M <sub>A</sub> kNm	M <sub>B</sub> kNm	M <sub>C</sub> kNm	V <sub>A</sub> kN	V <sub>B</sub> kN	V <sub>C</sub> kN	
Non sis.	C.1	384,7	- 104,4	29,3	- 57,1	- 27,1	58,6	- 40,4	- 24,1
	C.2	384,7	- 104,4	29,3	- 57,1	- 27,1	58,6	- 40,4	- 24,1
	C.3	384,7	- 44,6	42,6	- 92,0	- 38,4	79,8	- 65,0	- 44,1
	C.4	384,7	- 44,6	42,6	- 92,0	- 38,4	79,8	- 65,0	- 44,1
	C.5	506,0	- 179,6	29,3	- 57,2	- 32,0	62,5	- 37,1	- 20,9
	C.6	506,0	- 179,6	29,3	- 57,2	- 32,0	62,5	- 37,1	- 20,9
	C.7	506,0	- 119,7	42,6	- 92,0	- 43,3	83,7	- 61,7	- 40,9
	C.8	506,0	- 119,7	42,6	- 92,0	- 43,3	83,7	- 61,7	- 40,9
Sisma+	C.1	389,8	- 86,8	33,9	- 70,8	- 32,1	66,2	- 49,1	- 31,6
	C.2	389,8	- 86,8	33,9	- 70,8	- 32,1	66,2	- 49,1	- 31,6
	C.3	389,8	- 81,3	35,2	- 73,8	- 33,2	68,2	- 51,4	- 33,4
	C.4	389,8	- 81,3	35,2	- 73,8	- 33,2	68,2	- 51,4	- 33,4
	C.5	391,0	- 89,0	33,6	- 71,1	- 32,8	65,8	- 48,7	- 31,7
	C.6	391,0	- 89,0	33,6	- 71,1	- 32,8	65,8	- 48,7	- 31,7
	C.7	391,0	- 83,4	34,9	- 74,3	- 33,8	67,8	- 51,0	- 33,6
	C.8	391,0	- 83,4	34,9	- 74,3	- 33,8	67,8	- 51,0	- 33,6
Sisma-	C.9	382,6	- 86,0	33,1	- 68,8	- 31,4	64,7	- 47,8	- 30,7
	C.10	382,6	- 86,0	33,1	- 68,8	- 31,4	64,7	- 47,8	- 30,7
	C.11	382,6	- 80,4	34,4	- 72,0	- 32,4	66,7	- 50,1	- 32,6
	C.12	382,6	- 80,4	34,4	- 72,0	- 32,4	66,7	- 50,1	- 32,6
	C.13	383,8	- 88,2	32,9	- 69,3	- 32,0	64,3	- 47,5	- 30,9
	C.14	383,8	- 88,2	32,9	- 69,3	- 32,0	64,3	- 47,5	- 30,9
	C.15	383,8	- 82,6	34,1	- 72,5	- 33,1	66,3	- 49,8	- 32,7
	C.16	383,8	- 82,6	34,1	- 72,5	- 33,1	66,3	- 49,8	- 32,7

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ :

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{k, pos}$ ,  $M_{k, neg}$  = kNm

$N_{Ed}$ : Max degli  $M_{k, pos}$ ,  $M_{k, neg}$ ,  $M_{k, neg}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max  $|V_{k,1}|$ , Max  $|V_{k,2}|$ , Max  $|V_{k,3}|$  = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega$  b d  $f_{td}/f_{yk}$  quelle compresse con  $\omega$  b d  $f_{td}/f_{yk}$

dove b=larghezza fondazione (1 metro), h=altezza fondazione=h<sub>2</sub>

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s,inf}$  = (per A-A, B-B; max acciaio inf. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in posiz. 1 N.o barre=

barre in posiz. 3 N.o barre=

$\phi$  = mm

$\phi$  = mm

$A_{s,inf,ed}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf,ed}$   $\geq A_{s,inf}$ ?

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

ok

42,6

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

83,7

65,0

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

44,1

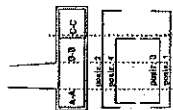
44,1

44,1



29

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici		M nelle sez. A, B, C			V nelle sez. A, B, C			
	N kN	M kNm	M <sub>A</sub> kNm	M <sub>B</sub> kNm	M <sub>C</sub> kNm	V <sub>A</sub> kN	V <sub>B</sub> kN	V <sub>C</sub> kN	
Non sis.	C.1	384,7	104,4	29,3	57,1	27,1	58,6	40,4	24,1
	C.2	384,7	104,4	29,3	57,1	27,1	58,6	40,4	24,1
	C.3	384,7	44,6	42,6	92,0	38,4	79,8	65,0	44,1
	C.4	384,7	44,6	42,6	92,0	38,4	79,8	65,0	44,1
	C.5	506,0	179,6	29,3	57,2	32,0	62,5	37,1	20,9
	C.6	506,0	179,6	29,3	57,2	32,0	62,5	37,1	20,9
	C.7	506,0	119,7	42,6	92,0	43,3	83,7	61,7	40,9
	C.8	506,0	119,7	42,6	92,0	43,3	83,7	61,7	40,9
Sisma+	C.1	387,4	95,1	31,7	64,3	29,8	62,6	45,0	28,1
	C.2	387,4	95,1	31,7	64,3	29,8	62,6	45,0	28,1
	C.3	387,4	89,6	33,0	67,4	30,8	64,6	47,2	29,9
	C.4	387,4	89,6	33,0	67,4	30,8	64,6	47,2	29,9
	C.5	388,6	97,2	31,5	64,7	30,4	62,2	44,6	28,2
	C.6	388,6	97,2	31,5	64,7	30,4	62,2	44,6	28,2
	C.7	388,6	91,8	32,7	67,9	31,4	64,2	46,9	30,0
	C.8	388,6	91,8	32,7	67,9	31,4	64,2	46,9	30,0
Sisma-	C.9	383,6	94,6	31,3	63,3	29,4	61,9	44,3	27,6
	C.10	383,6	94,6	31,3	63,3	29,4	61,9	44,3	27,6
	C.11	383,6	89,2	32,5	66,5	30,4	63,8	46,6	29,4
	C.12	383,6	89,2	32,5	66,5	30,4	63,8	46,6	29,4
	C.13	384,8	96,8	31,0	63,8	30,0	61,5	44,0	27,7
	C.14	384,8	96,8	31,0	63,8	30,0	61,5	44,0	27,7
	C.15	384,8	91,3	32,3	66,9	31,0	63,4	46,2	29,6
	C.16	384,8	91,3	32,3	66,9	31,0	63,4	46,2	29,6

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ :

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, pos}$ ,  $M_{B, pos}$ ,  $M_{C, pos}$  = kNm

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, neg}$ ,  $M_{B, neg}$ ,  $M_{C, neg}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max IV, Max IV, Max IV, Max IV = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega$  b d  $f_{cd}/f_{yk}$  quelle compresse con  $\omega' b d f_{cd}/f_{yk}$ ;  
dove b=larghezza fondazione (1 metro), h=altezza fondazione= h<sub>2</sub>

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s, Ed}$  = (per A-A, B-B; per C-C; max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in posiz. 1 N.o barre=

barre in posiz. 3 N.o barre=

$\phi$ = mm

$\phi$ = mm

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, Ed, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

83,7 65,0 44,1

A-A, B-B

C-C

154,2

5,0 5,0

18,0 18,0

1,272,3 1,272,3

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

C-C

B-B

A-A

1,000

1,000

1,000

1,000

1,000

1,000

1,000

1,000

1,000

1,000

1,000

$d = h - c = h_2 - c = mm$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

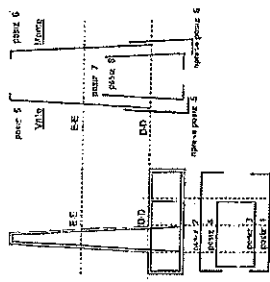
$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

$V_{Ed} = [V_{Ed, max} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$

3) STR-MURO



Assegnazione armature

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a valle  
barre in posiz. 5 N.o barre= 6,00  
 $\phi$ = mm 15,00  
A1 $\phi$ = mmq 201,06  
barre in posiz. 7 N.o barre= -  
 $\phi$ = mm -  
A1 $\phi$ = mmq -  
AS\_vallo\_D-D= As totale base a valle, sez. D-D= mmq 1.206,4  
AS\_vallo\_E-E= As totale base a valle, sez. E-E= mmq 1.206,4

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a monte  
barre in posiz. 6 N.o barre= 6,00  
 $\phi$ = mm 15,00  
A1 $\phi$ = mmq 254,47  
barre in posiz. 8 N.o barre= -  
 $\phi$ = mm -  
A1 $\phi$ = mmq -  
AS\_monte\_D-D= As totale base a monte, sez. D-D= mmq 1.526,8  
AS\_monte\_E-E= As totale base a monte, sez. E-E= mmq 1.526,8

Sez. D-D (di 'incastro' alla base del muro)

b=mm 1.000,0  
h= altezza sez. muro=  $b_2 + b_3 + b_4$  = mm 500,0

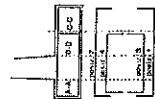
Sez.	N	M <sub>ed</sub> -M (kNm)	M <sub>ed</sub> =max (M <sub>ed</sub> , M <sub>max</sub> )	(N.M) da verificare		Verifica	M <sub>res</sub> =max (M <sub>res</sub> , M <sub>max</sub> )	Verifica
				N <sub>ed</sub> =N	M <sub>ed</sub> =N			
C.1	73,0	71,0	71,0	1,8	73,0	71,0	278,2	OK
C.2	73,0	71,0	71,0	1,8	73,0	71,0	278,2	OK
C.3	73,0	71,0	71,0	1,8	73,0	71,0	278,2	OK
C.4	73,0	71,0	71,0	1,8	73,0	71,0	278,2	OK
C.5	98,3	68,9	68,9	2,5	98,3	68,9	289,4	OK
C.6	98,3	68,9	68,9	2,5	98,3	68,9	289,4	OK
C.7	98,3	112,2	112,2	2,5	98,3	112,2	283,4	OK
C.8	98,3	112,2	112,2	2,5	98,3	112,2	283,4	OK
C.1	73,7	74,3	74,3	1,8	73,7	74,3	278,3	OK
C.2	73,7	74,3	74,3	1,8	73,7	74,3	278,3	OK
C.3	73,7	74,3	74,3	1,8	73,7	74,3	278,3	OK
C.4	73,7	74,3	74,3	1,8	73,7	74,3	278,3	OK
C.5	74,4	74,1	74,1	1,9	74,4	74,1	278,5	OK
C.6	74,4	74,1	74,1	1,9	74,4	74,1	278,5	OK
C.7	74,4	78,3	78,3	1,9	74,4	78,3	278,5	OK
C.8	74,4	78,3	78,3	1,9	74,4	78,3	278,5	OK
C.9	73,0	73,1	73,1	1,8	73,0	73,1	278,2	OK
C.10	73,0	73,1	73,1	1,8	73,0	73,1	278,2	OK
C.11	73,0	77,4	77,4	1,8	73,0	77,4	278,2	OK
C.12	73,0	77,4	77,4	1,8	73,0	77,4	278,2	OK
C.13	73,7	73,0	73,0	1,8	73,7	73,0	278,3	OK
C.14	73,7	73,0	73,0	1,8	73,7	73,0	278,3	OK
C.15	73,7	77,2	77,2	1,8	73,7	77,2	278,3	OK
C.16	73,7	77,2	77,2	1,8	73,7	77,2	278,3	OK

Verifica a taglio per i V<sub>ed</sub>  
V<sub>ed</sub> V<sub>ed</sub> (non sismici)= kN 71,3  
V<sub>ed</sub> V<sub>ed</sub> (sismici)= kN 51,4  
V<sub>ed</sub> V<sub>ed</sub> (sismici)= kN 22,2  
V<sub>ed</sub> = taglio di progetto nella rispettiva sez. = kN 1.000  
h= altezza muro per sez. D-D, E-E= mm 500  
d= h - c= mm 455  
V<sub>res</sub> = [V<sub>res</sub> + 0,15 σ<sub>cp</sub>] b d= kN 206,7  
V<sub>res</sub> = [0,18 k (100 ρ f<sub>ctk</sub>) / f<sub>ctk</sub> + 0,15 σ<sub>cp</sub>] b d= kN 10,0  
V<sub>res</sub> = max [V<sub>res</sub>; V<sub>res</sub>] = kN 206,7  
V<sub>res</sub> ≥ V<sub>ed</sub>? OK

## Sezione 1-1 SLV

[illegible]

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici		M nelle sez. A, B, C				V nelle sez. A, B, C			
	N	M	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>		V <sub>A</sub>	V <sub>B</sub>	V <sub>C</sub>	
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		kN	kN	kN	
Non sis.										
C.1	922.2	- 226.7	59.7	- 422.4	- 236.7		111.4	- 98.1	- 94.8	
C.2	922.2	- 226.7	59.7	- 422.4	- 236.7		111.4	- 98.1	- 94.8	
C.3	922.2	- 46.2	76.7	- 563.6	- 287.4		140.1	- 137.5	- 137.2	
C.4	922.2	- 46.2	76.7	- 563.6	- 287.4		140.1	- 137.5	- 137.2	
C.5	1201.7	- 467.9	61.6	- 421.2	- 263.9		117.8	- 90.7	- 84.3	
C.6	1201.7	- 467.9	61.6	- 421.2	- 263.9		117.8	- 90.7	- 84.3	
C.7	1201.7	- 287.4	78.6	- 562.4	- 314.6		146.5	- 130.0	- 128.8	
C.8	1201.7	- 287.4	78.6	- 562.4	- 314.6		146.5	- 130.0	- 128.8	
Sisma+										
C.1	930.4	- 193.1	63.6	- 457.7	- 251.3		118.1	- 107.1	- 104.9	
C.2	930.4	- 193.1	63.6	- 457.7	- 251.3		118.1	- 107.1	- 104.9	
C.3	930.4	- 193.1	63.6	- 457.7	- 251.3		118.1	- 107.1	- 104.9	
C.4	930.4	- 193.1	63.6	- 457.7	- 251.3		118.1	- 107.1	- 104.9	
C.5	930.4	- 193.1	63.6	- 457.7	- 251.3		118.1	- 107.1	- 104.9	
C.6	930.4	- 193.1	63.6	- 457.7	- 251.3		118.1	- 107.1	- 104.9	
C.7	930.4	- 193.1	63.6	- 457.7	- 251.3		118.1	- 107.1	- 104.9	
C.8	930.4	- 193.1	63.6	- 457.7	- 251.3		118.1	- 107.1	- 104.9	
Sisma-										
C.9	919.0	- 190.1	62.9	- 455.3	- 250.3		116.8	- 106.1	- 104.4	
C.10	919.0	- 190.1	62.9	- 455.3	- 250.3		116.8	- 106.1	- 104.4	
C.11	919.0	- 190.1	62.9	- 455.3	- 250.3		116.8	- 106.1	- 104.4	
C.12	919.0	- 190.1	62.9	- 455.3	- 250.3		116.8	- 106.1	- 104.4	
C.13	919.0	- 190.1	62.9	- 455.3	- 250.3		116.8	- 106.1	- 104.4	
C.14	919.0	- 190.1	62.9	- 455.3	- 250.3		116.8	- 106.1	- 104.4	
C.15	919.0	- 190.1	62.9	- 455.3	- 250.3		116.8	- 106.1	- 104.4	
C.16	919.0	- 190.1	62.9	- 455.3	- 250.3		116.8	- 106.1	- 104.4	

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, sup}$ ,  $M_{A, inf}$ ,  $M_{B, sup}$ ,  $M_{B, inf}$ ,  $M_{C, sup}$ ,  $M_{C, inf}$  = kNm

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, sup}$ ,  $M_{A, inf}$ ,  $M_{B, sup}$ ,  $M_{B, inf}$ ,  $M_{C, sup}$ ,  $M_{C, inf}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max  $V_{A,1}$ , Max  $V_{B,1}$ , Max  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$ : Max  $V_{A,1}$ , Max  $V_{B,1}$ , Max  $V_{C,1}$  = kN

dove  $b$ =larghezza fondazione (1 metro),  $h$ =altezza fondazione  $h_2$

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s, sup}$  = (per A-A, B-B: max acciaio sup. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in posiz. 1 N.O barre=

barre in posiz. 2 N.O barre=

barre in posiz. 3 N.O barre=

barre in posiz. 4 N.O barre=

$A_{s, tot}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, tot}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale sup adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale sup adottata = mmq

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

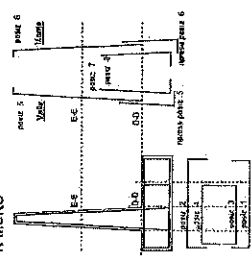
$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

$V_{Ed}$  = max  $V_{A,1}$ ,  $V_{B,1}$ ,  $V_{C,1}$  = kN

3) STR-MURO



Assegnazione armature

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a valle

barre in posiz. 5

N.o barre=

q= mm

A1q= mmq

264,47

N.o barre=

q= mm

A1q= mmq

2000

N.o barre=

q= mm

A1q= mmq

2153,1

N.o barre=

q= mm

A1q= mmq

1.526,8

As<sub>totale, D-D</sub>= As totale base a valle, sez. D-D= mmq

As<sub>totale, E-E</sub>= As totale base a valle, sez. E-E= mmq

1.000,0

b=mm

h= altezza sez. muro= b<sub>2</sub> + b<sub>3</sub> + b<sub>4</sub> = mm

650,0

Sez. D-D (di 'incastro' alla base del muro)

Verifica

IM<sub>red</sub> 5

IM<sub>red</sub> 7

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a monte

barre in posiz. 6

N.o barre=

q= mm

A1q= mmq

314,16

N.o barre=

q= mm

A1q= mmq

2000

N.o barre=

q= mm

A1q= mmq

314,16

N.o barre=

q= mm

A1q= mmq

2.513,3

As<sub>totale, D-D</sub>= As totale base a monte, sez. D-D= mmq

As<sub>totale, E-E</sub>= As totale base a monte, sez. E-E= mmq

1.585,0

1.000,0

b=mm

h= altezza sez. muro= b<sub>2</sub> + b<sub>3</sub> + b<sub>4</sub>/2 = mm

650,0

Sez. E-E (a metà altezza del muro)

Verifica

IM<sub>red</sub> 5

IM<sub>red</sub> 7

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

OK

Verifica a taglio per V<sub>Ed</sub>

V<sub>D</sub>, V<sub>E</sub> (non sismici)= kN

253,1

V<sub>D</sub>, V<sub>E</sub> (sismici)= kN

203,7

V<sub>Ed</sub>= taglio di progetto nella rispettiva sez. = kN

253,1

b= mm

1.000

h= altezza muro per sez. D-D, E-E= mm

650

q= h - c= mm

605

V<sub>Red</sub>= [V<sub>Ed</sub> + 0,15 σ<sub>cp</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

22,2

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN

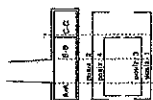
253,4

V<sub>Red</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Red</sub>] b d= kN



35

2) STR-FONDAZ.



	N, M benificenti			M nelle sez. A, B, C			V nelle sez. A, B, C		
	N kN	M kNm	M <sub>0</sub> kNm	M <sub>A</sub> kNm	M <sub>B</sub> kNm	M <sub>C</sub> kNm	V <sub>A</sub> kN	V <sub>B</sub> kN	V <sub>C</sub> kN
Non sis.	C.1	914,3 - 219,3	60,1 - 421,5	- 235,5	112,0 - 99,1	- 96,2	112,0	99,1	96,2
	C.2	914,3 - 219,3	60,1 - 421,5	- 235,5	112,0	- 99,1	112,0	99,1	96,2
	C.3	914,3 - 38,8	77,4 - 562,1	- 285,8	141,1 - 139,0	- 138,9	141,1	139,0	138,9
	C.4	914,3 - 38,8	77,4 - 562,1	- 285,8	141,1	- 139,0	141,1	139,0	138,9
	C.5	1.191,4 - 458,2	61,8 - 420,6	- 282,6	118,2 - 91,5	- 85,9	118,2	91,5	85,9
	C.6	1.191,4 - 458,2	61,8 - 420,6	- 282,6	118,2	- 91,5	118,2	91,5	85,9
Sisma+	C.7	1.191,4 - 277,7	79,1 - 561,2	- 312,9	147,3 - 131,3	- 128,6	147,3	131,3	128,6
	C.8	1.191,4 - 277,7	79,1 - 561,2	- 312,9	147,3	- 131,3	147,3	131,3	128,6
	C.1	918,1 - 203,3	62,0 - 438,2	- 242,3	115,2 - 103,4	- 101,0	115,2	103,4	101,0
	C.2	918,1 - 203,3	62,0 - 438,2	- 242,3	115,2	- 103,4	115,2	103,4	101,0
	C.3	918,1 - 203,3	62,0 - 438,2	- 242,3	115,2 - 103,4	- 101,0	115,2	103,4	101,0
	C.4	918,1 - 203,3	62,0 - 438,2	- 242,3	115,2	- 103,4	115,2	103,4	101,0
Sisma-	C.5	918,1 - 203,3	62,0 - 438,2	- 242,3	115,2 - 103,4	- 101,0	115,2	103,4	101,0
	C.6	918,1 - 203,3	62,0 - 438,2	- 242,3	115,2	- 103,4	115,2	103,4	101,0
	C.7	918,1 - 203,3	62,0 - 438,2	- 242,3	115,2 - 103,4	- 101,0	115,2	103,4	101,0
	C.8	918,1 - 203,3	62,0 - 438,2	- 242,3	115,2	- 103,4	115,2	103,4	101,0
	C.9	912,7 - 202,0	61,6 - 437,0	- 241,8	114,6 - 102,9	- 100,8	114,6	102,9	100,8
	C.10	912,7 - 202,0	61,6 - 437,0	- 241,8	114,6	- 102,9	114,6	102,9	100,8
Sisma-	C.11	912,7 - 202,0	61,6 - 437,0	- 241,8	114,6 - 102,9	- 100,8	114,6	102,9	100,8
	C.12	912,7 - 202,0	61,6 - 437,0	- 241,8	114,6	- 102,9	114,6	102,9	100,8
	C.13	912,7 - 202,0	61,6 - 437,0	- 241,8	114,6 - 102,9	- 100,8	114,6	102,9	100,8
	C.14	912,7 - 202,0	61,6 - 437,0	- 241,8	114,6	- 102,9	114,6	102,9	100,8
	C.15	912,7 - 202,0	61,6 - 437,0	- 241,8	114,6 - 102,9	- 100,8	114,6	102,9	100,8
	C.16	912,7 - 202,0	61,6 - 437,0	- 241,8	114,6	- 102,9	114,6	102,9	100,8

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ :

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{k, pos}$ ,  $M_{0, pos}$ ,  $M_{C, pos}$  = kNm

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{k, neg}$ ,  $M_{0, neg}$ ,  $M_{C, neg}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max IVAl, Max IVAl, Max IVAl = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{yk}$  quelle compresse con  $\omega' \cdot b' \cdot d' \cdot f_{yk}$ ;

dove  $b$ =larghezza fondazione (1 metro),  $h$ =altezza fondazione=  $h_2$

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s, inf}$  = (per A-A, B-B; max acciaio inf. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in posiz. 1 N.o barre=

$\phi$ = mm

barre in posiz. 3 N.o barre=

$\phi$ = mm

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

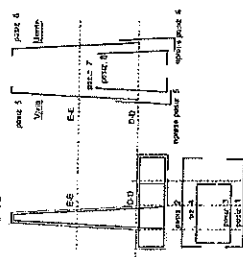
$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

3) STR-MURO



Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a valle  
barre in posiz. 5

No barre= 6,00  
A1= mmq 18,00  
A2= mmq 254,47  
A3= mmq 2,00  
A4= mmq 314,16  
A5= mmq 2,155,1  
A6= mmq 1,520,6

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a monte  
barre in posiz. 6

No barre= 6,00  
A1= mmq 18,00  
A2= mmq 254,47  
A3= mmq 2,00  
A4= mmq 314,16  
A5= mmq 2,155,1  
A6= mmq 1,520,6

Sez. D-D (di 'incastro' alla base del muro)

h= altezza sez. muro= b<sub>2</sub> + b<sub>3</sub> + b<sub>4</sub> = mm  
b=mm

h= altezza sez. muro= b<sub>2</sub> / 2 + b<sub>3</sub> + b<sub>4</sub> / 2 = mm  
b=mm

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

M<sub>Ed</sub> ≤ M<sub>Rd</sub>?

Verifica

Verifica a taglio per i V<sub>Ed</sub>  
V<sub>Ed</sub> ≤ V<sub>Rd</sub> (non sismico) = kN  
V<sub>Ed</sub> ≤ V<sub>Rd</sub> (sismico) = kN  
V<sub>Ed</sub> = taglio di progetto nella rispettiva sez. = kN  
h = altezza muro per sez. D-D, E-E = mm  
b = mm  
d = h - c = mm  
V<sub>Rd</sub> = [V<sub>min</sub> + 0,15 α<sub>cp</sub>] b d = kN  
V<sub>Rd</sub> = max [V<sub>min</sub>, V<sub>Rd</sub>] = kN  
V<sub>Rd</sub> ≥ V<sub>Ed</sub>?

Verifica

Verifica

Verifica

Verifica

Verifica

Verifica

Verifica

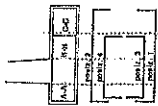
Verifica

Verifica

Verifica

[illegible]

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici		M nella sez. A, B, C		V nella sez. A, B, C				
	N kN	M kNm	M <sub>A</sub> kNm	M <sub>B</sub> kNm	M <sub>C</sub> kNm	V <sub>A</sub> kN	V <sub>B</sub> kN	V <sub>C</sub> kN	
Non sis.	C.1	35,0	1,5	1,1	1,5	0,7	6,4	4,5	3,8
	C.2	35,0	1,5	1,1	1,5	0,7	6,4	4,5	3,8
	C.3	35,0	2,5	2,4	2,7	1,1	11,9	10,0	7,4
	C.4	35,0	2,5	2,4	2,7	1,1	11,9	10,0	7,4
	C.5	47,4	4,0	0,9	1,8	1,0	6,0	4,0	4,5
	C.6	47,4	4,0	0,9	1,8	1,0	6,0	4,0	4,5
	C.7	47,4	0,1	2,2	3,1	1,4	11,6	9,6	8,1
	C.8	47,4	0,1	2,2	3,1	1,4	11,6	9,6	8,1
Sisma+	C.1	35,3	1,1	1,3	1,6	0,8	7,0	5,2	4,3
	C.2	35,3	1,1	1,3	1,6	0,8	7,0	5,2	4,3
	C.3	35,3	0,1	1,6	2,0	0,9	8,6	6,8	5,3
	C.4	35,3	0,1	1,6	2,0	0,9	8,6	6,8	5,3
	C.5	36,1	1,5	1,2	1,8	0,9	6,8	5,1	4,6
	C.6	36,1	1,5	1,2	1,8	0,9	6,8	5,1	4,6
	C.7	36,1	0,3	1,8	2,1	1,0	8,4	6,7	5,6
	C.8	36,1	0,3	1,8	2,1	1,0	8,4	6,7	5,6
Sisma-	C.9	34,8	1,1	1,2	1,6	0,7	6,9	5,0	4,2
	C.10	34,8	1,1	1,2	1,6	0,7	6,9	5,0	4,2
	C.11	34,8	0,1	1,6	2,0	0,8	8,5	6,7	5,2
	C.12	34,8	0,1	1,6	2,0	0,8	8,5	6,7	5,2
	C.13	35,6	1,5	1,2	1,7	0,8	6,6	5,0	4,5
	C.14	35,6	1,5	1,2	1,7	0,8	6,6	5,0	4,5
	C.15	35,6	0,3	1,5	2,1	0,9	8,2	6,6	5,5
	C.16	35,6	0,3	1,5	2,1	0,9	8,2	6,6	5,5

Valori di progetto  $V_{Ed}$  e  $M_{Ed}$ :

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, sup}$ ,  $M_{B, sup}$ ,  $M_{C, sup}$  = kNm

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, inf}$ ,  $M_{B, inf}$ ,  $M_{C, inf}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max  $|V_A|$ , Max  $|V_B|$ , Max  $|V_C|$  = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega$  b d  $f_{yd}$  /  $f_{yk}$  quelle compresse con  $\omega$  b d  $f_{cd}$  /  $f_{yk}$  ;

dove b=larghezza fondazione (1 metro), h=altezza fondazione= h<sub>2</sub>

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s, inf}$  = (per A-A, B-B: max acciaio inf. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in postz. 1 N.o barre= 4,0  $\phi$ = mm 14,0

barre in postz. 3 N.o barre= 4,0  $\phi$ = mm 14,0

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$\phi$ = mm 615,8

$A_{s, inf, ad}$  = As totale inf adottata = mmq

$\phi$ = mm 615,8

$A_{s, sup, ad}$  = As totale sup adottata = mmq

$\phi$ = mm 615,8

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$A_{s, sup, ad} \geq A_{s, sup}$  ? ok ok

barre in postz. 2 N.o barre= 4,0  $\phi$ = mm 14,0

barre in postz. 4 N.o barre= 4,0  $\phi$ = mm 14,0

$A_{s, sup, ad}$  = As totale sup adottata = mmq

$\phi$ = mm 615,8

$A_{s, sup, ad}$  = As totale sup adottata = mmq

$\phi$ = mm 615,8

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$A_{s, sup, ad} \geq A_{s, sup}$  ? ok ok

b= mm 1.000

d= h - c= h<sub>2</sub> - c= mm 455,0

$V_{Rd} = [V_{min} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$  184,1

$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{yk})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp}] b d = kN$  143,3

$V_{Rd} = \max [V_{min}; V_{Rd}] = kN$  184,1

$V_{Ed} \leq V_{Rd}$  ? ok ok

C-C

B-B

1.000

455,0

184,1

143,3

184,1

184,1

184,1

184,1

184,1

184,1

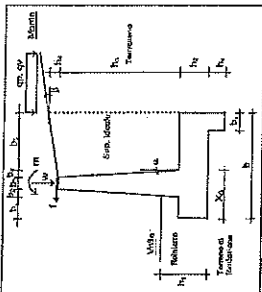
184,1



Muro di recinzione sezione 18-18 SLD

NORME		NTC italiane vigenti e, ove necessario, norme europee EC2, EC8 pubblicate e aggiornate. Il dimensionamento è stato svolto nel rispetto di tutte le prescrizioni NTC; si riporta un riepilogo dei dati in input e dei risultati ottenuti.	
MATERIALI FONDEZZ. C/c:		$R_{ck} = \text{N/mm}^2$	$f_{ck} = \text{N/mm}^2$
MATERIALI MURO C/c:		$R_{ck} = \text{N/mm}^2$	$f_{ck} = \text{N/mm}^2$
COMPUTO FONDEZZ.:		$V_{dis} = \text{mc}$	$V_{dis} = \text{mc}$
MURTO:		$V_{dis} = \text{mc}$	$V_{dis} = \text{mc}$
TOLLE:		$V_{dis} = \text{mc}$	$V_{dis} = \text{mc}$
MATERIALI MURO C/c:		$R_{ck} = \text{N/mm}^2$	$f_{ck} = \text{N/mm}^2$
COMPUTO FONDEZZ.:		$V_{dis} = \text{mc}$	$V_{dis} = \text{mc}$
MURTO:		$V_{dis} = \text{mc}$	$V_{dis} = \text{mc}$
TOLLE:		$V_{dis} = \text{mc}$	$V_{dis} = \text{mc}$
MATERIALI MURO C/c:		$R_{ck} = \text{N/mm}^2$	$f_{ck} = \text{N/mm}^2$
COMPUTO FONDEZZ.:		$V_{dis} = \text{mc}$	$V_{dis} = \text{mc}$
MURTO:		$V_{dis} = \text{mc}$	$V_{dis} = \text{mc}$
TOLLE:		$V_{dis} = \text{mc}$	$V_{dis} = \text{mc}$



**OPERAZIONI:**

$b = \text{m}$

$b_1 = \text{m}$

$b_2 = \text{m}$

$b_3 = \text{m}$

$b_4 = \text{m}$

$b_5 = \text{m}$

$b_6 = \text{m}$

$b_7 = \text{m}$

$b_8 = \text{m}$

$b_9 = \text{m}$

$b_{10} = \text{m}$

$b_{11} = \text{m}$

$b_{12} = \text{m}$

$b_{13} = \text{m}$

$b_{14} = \text{m}$

$b_{15} = \text{m}$

$b_{16} = \text{m}$

$b_{17} = \text{m}$

$b_{18} = \text{m}$

$b_{19} = \text{m}$

$b_{20} = \text{m}$

$b_{21} = \text{m}$

$b_{22} = \text{m}$

$b_{23} = \text{m}$

$b_{24} = \text{m}$

$b_{25} = \text{m}$

$b_{26} = \text{m}$

$b_{27} = \text{m}$

$b_{28} = \text{m}$

$b_{29} = \text{m}$

$b_{30} = \text{m}$

$b_{31} = \text{m}$

$b_{32} = \text{m}$

$b_{33} = \text{m}$

$b_{34} = \text{m}$

$b_{35} = \text{m}$

$b_{36} = \text{m}$

$b_{37} = \text{m}$

$b_{38} = \text{m}$

$b_{39} = \text{m}$

$b_{40} = \text{m}$

$b_{41} = \text{m}$

$b_{42} = \text{m}$

$b_{43} = \text{m}$

$b_{44} = \text{m}$

$b_{45} = \text{m}$

$b_{46} = \text{m}$

$b_{47} = \text{m}$

$b_{48} = \text{m}$

$b_{49} = \text{m}$

$b_{50} = \text{m}$

$b_{51} = \text{m}$

$b_{52} = \text{m}$

$b_{53} = \text{m}$

$b_{54} = \text{m}$

$b_{55} = \text{m}$

$b_{56} = \text{m}$

$b_{57} = \text{m}$

$b_{58} = \text{m}$

$b_{59} = \text{m}$

$b_{60} = \text{m}$

$b_{61} = \text{m}$

$b_{62} = \text{m}$

$b_{63} = \text{m}$

$b_{64} = \text{m}$

$b_{65} = \text{m}$

$b_{66} = \text{m}$

$b_{67} = \text{m}$

$b_{68} = \text{m}$

$b_{69} = \text{m}$

$b_{70} = \text{m}$

$b_{71} = \text{m}$

$b_{72} = \text{m}$

$b_{73} = \text{m}$

$b_{74} = \text{m}$

$b_{75} = \text{m}$

$b_{76} = \text{m}$

$b_{77} = \text{m}$

$b_{78} = \text{m}$

$b_{79} = \text{m}$

$b_{80} = \text{m}$

$b_{81} = \text{m}$

$b_{82} = \text{m}$

$b_{83} = \text{m}$

$b_{84} = \text{m}$

$b_{85} = \text{m}$

$b_{86} = \text{m}$

$b_{87} = \text{m}$

$b_{88} = \text{m}$

$b_{89} = \text{m}$

$b_{90} = \text{m}$

$b_{91} = \text{m}$

$b_{92} = \text{m}$

$b_{93} = \text{m}$

$b_{94} = \text{m}$

$b_{95} = \text{m}$

$b_{96} = \text{m}$

$b_{97} = \text{m}$

$b_{98} = \text{m}$

$b_{99} = \text{m}$

$b_{100} = \text{m}$

Si procede con l'approccio 1: combinaz. 1 (A1+M1+R1) nel dimensionamento STR, combinaz. 2 (A2+M2+R2) nel dimensionamento GEO; tranne la ver. a ribaltamento che richiede (EQU+M2+R2).

**1) GEO**

**A) GEO-NON SIS.**

**SCORRIMENTO**

caso 1):  $F_{stab} = \text{kN/m}$

caso 2):  $F_{stab} = \text{kN/m}$

**RIBALTAMENTO**

caso 1):  $M_{stab} = \text{kNm/m}$

caso 2):  $M_{stab} = \text{kNm/m}$

**CARICO LIMITE**

Combin. C.1 C.2 C.3 C.4 C.5 C.6 C.7 C.8 C.9 C.10 C.11 C.12 C.13 C.14 C.15 C.16

N= kN 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0 35,0

Q<sub>adm</sub> = kN 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7 78,7

Q<sub>adm</sub> / N = 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2

N ≤ Q<sub>adm</sub> ? ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok

**B) GEO-SIS.**

**SCORRIMENTO**

Sisma+  $F_{stab} = \text{kN/m}$

Sisma-  $F_{stab} = \text{kN/m}$

**RIBALTAMENTO**

Sisma+  $M_{stab} = \text{kNm/m}$

Sisma-  $M_{stab} = \text{kNm/m}$

**CARICO LIMITE**

Combin. C.1 C.2 C.3 C.4 C.5 C.6 C.7 C.8 C.9 C.10 C.11 C.12 C.13 C.14 C.15 C.16

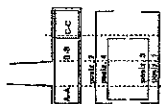
N= kN 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2 35,2

Q<sub>adm</sub> = kN 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9 77,9

Q<sub>adm</sub> / N = 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2 2,2

N ≤ Q<sub>adm</sub> ? ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici		M nelle sez. A, B, C			V nelle sez. A, B, C		
	N kN	M kNm	M <sub>A</sub> kNm	M <sub>B</sub> kNm	M <sub>C</sub> kNm	V <sub>A</sub> kN	V <sub>B</sub> kN	V <sub>C</sub> kN
Non sis.	C.1	35,0 - 1,5	1,1	1,5	0,7	6,4	4,5	3,8
	C.2	35,0 - 1,5	1,1	1,5	0,7	6,4	4,5	3,8
	C.3	35,0	2,5	2,4	2,7	1,1	11,9	10,0
	C.4	35,0	2,5	2,4	2,7	1,1	11,9	10,0
	C.5	47,4 - 4,0	0,9	1,8	1,0	6,0	4,0	4,5
	C.6	47,4 - 4,0	0,9	1,8	1,0	6,0	4,0	4,5
	C.7	47,4 - 0,1	2,2	3,1	1,4	11,9	9,9	8,1
	C.8	47,4 - 0,1	2,2	3,1	1,4	11,9	9,9	8,1
Sisma+	C.1	35,2 - 1,3	1,2	1,5	0,7	6,7	4,8	4,0
	C.2	35,2 - 1,3	1,2	1,5	0,7	6,7	4,8	4,0
	C.3	35,2 - 0,1	1,5	1,9	0,8	8,3	6,4	5,1
	C.4	35,2 - 0,1	1,5	1,9	0,8	8,3	6,4	5,1
	C.5	35,9 - 1,7	1,1	1,7	0,8	6,4	4,7	4,3
	C.6	35,9 - 1,7	1,1	1,7	0,8	6,4	4,7	4,3
	C.7	35,9 - 0,5	1,5	2,0	0,9	8,0	6,3	5,3
	C.8	35,9 - 0,5	1,5	2,0	0,9	8,0	6,3	5,3
Sisma-	C.9	34,9 - 1,3	1,2	1,5	0,7	6,6	4,7	4,0
	C.10	34,9 - 1,3	1,2	1,5	0,7	6,6	4,7	4,0
	C.11	34,9 - 0,2	1,5	1,9	0,8	8,2	6,3	5,0
	C.12	34,9 - 0,2	1,5	1,9	0,8	8,2	6,3	5,0
	C.13	35,7 - 1,7	1,1	1,6	0,8	6,4	4,7	4,3
	C.14	35,7 - 1,7	1,1	1,6	0,8	6,4	4,7	4,3
	C.15	35,7 - 0,5	1,5	2,0	0,9	7,9	6,3	5,3
	C.16	35,7 - 0,5	1,5	2,0	0,9	7,9	6,3	5,3

Valori di progetto V<sub>sd</sub>, M<sub>sd</sub>:

M<sub>Ed</sub>: Max degli M<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed</sub> = kNm

M<sub>Ed</sub>: Max degli M<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed</sub> = kNm

V<sub>Ed</sub>: Max IV<sub>Ed</sub>, Max IV<sub>Ed</sub>, Max IV<sub>Ed</sub> = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega$  b d f<sub>td</sub>/f<sub>td</sub>, quelle compresse con  $\omega'$  b d f<sub>td</sub>/f<sub>td</sub>, dove b=larghezza fondazione (1 metro), h=altezza fondazione= h<sub>2</sub>

Armature di flessione calcolate per gli M<sub>Ed</sub>

A<sub>s,inf</sub> = (per A-A, B-B; max acciaio inf. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in posiz. 1

barre in posiz. 3

barre in posiz. 4

barre in posiz. 2

barre in posiz. 1

barre in posiz. 3

barre in posiz. 4

barre in posiz. 2

barre in posiz. 1

barre in posiz. 3

barre in posiz. 4

barre in posiz. 2

barre in posiz. 1

barre in posiz. 3

barre in posiz. 4

barre in posiz. 2

barre in posiz. 1

barre in posiz. 3

barre in posiz. 4

barre in posiz. 2

barre in posiz. 1

barre in posiz. 3

barre in posiz. 4

barre in posiz. 2

barre in posiz. 1

barre in posiz. 3

barre in posiz. 4

barre in posiz. 2

barre in posiz. 1

barre in posiz. 3

barre in posiz. 4

barre in posiz. 2

barre in posiz. 1

2,4

-

-

3,1

-

1,4

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

2,4

-

-

3,1

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

2,4

-

-

3,1

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

2,4

-

-

3,1

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

2,4

-

-

3,1

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

-

2,4

-

-

3,1

-

-

-

-

-

-

-

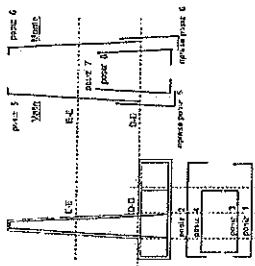
-

-

-



3) STR-MURO



Assegnazione armature

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a valle  
barre in posiz. 5 No barre= 4,00  
A1=A=mmq 14,00  
A2=A=mmq 153,94  
No barre= 153,94  
barre in posiz. 7 A1=A=mmq 615,8  
No barre= 615,8  
A1=A=mmq 615,8  
AS\_vale D-D= As totale base a valle, sez. D-D=mmq 1.000,0  
AS\_vale E-E= As totale base a valle, sez. E-E=mmq 250,0

Sez. D-D (di trincea) alla base del muro

h= altezza sez. muro=  $b_2 + b_3 + b_4$  = mm  
b=mm

Sez.	N (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	M <sub>min</sub> (kNm)	N <sub>max</sub> (kN)	N <sub>min</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	M <sub>min</sub> (kNm)	N <sub>max</sub> (kN)	N <sub>min</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	M <sub>min</sub> (kNm)	Verifica
C.1	8,8	1,4	0,2	8,8	0,2	1,4	0,2	8,8	0,2	1,4	0,2	OK
C.2	8,8	1,4	0,2	8,8	0,2	1,4	0,2	8,8	0,2	1,4	0,2	OK
C.3	8,8	3,4	0,2	8,8	0,2	3,4	0,2	8,8	0,2	3,4	0,2	OK
C.4	8,8	3,4	0,2	8,8	0,2	3,4	0,2	8,8	0,2	3,4	0,2	OK
C.5	12,4	1,3	0,2	12,4	0,2	1,3	0,2	12,4	0,2	1,3	0,2	OK
C.6	12,4	1,3	0,2	12,4	0,2	1,3	0,2	12,4	0,2	1,3	0,2	OK
C.7	12,4	3,3	0,2	12,4	0,2	3,3	0,2	12,4	0,2	3,3	0,2	OK
C.8	12,4	3,3	0,2	12,4	0,2	3,3	0,2	12,4	0,2	3,3	0,2	OK
C.9	8,9	1,5	0,2	8,9	0,2	1,5	0,2	8,9	0,2	1,5	0,2	OK
C.10	8,9	1,5	0,2	8,9	0,2	1,5	0,2	8,9	0,2	1,5	0,2	OK
C.11	8,9	2,1	0,2	8,9	0,2	2,1	0,2	8,9	0,2	2,1	0,2	OK
C.12	8,9	2,1	0,2	8,9	0,2	2,1	0,2	8,9	0,2	2,1	0,2	OK
C.13	9,3	1,5	0,2	9,3	0,2	1,5	0,2	9,3	0,2	1,5	0,2	OK
C.14	9,3	1,5	0,2	9,3	0,2	1,5	0,2	9,3	0,2	1,5	0,2	OK
C.15	9,3	2,1	0,2	9,3	0,2	2,1	0,2	9,3	0,2	2,1	0,2	OK
C.16	9,3	2,1	0,2	9,3	0,2	2,1	0,2	9,3	0,2	2,1	0,2	OK
C.17	8,8	1,5	0,2	8,8	0,2	1,5	0,2	8,8	0,2	1,5	0,2	OK
C.18	8,8	1,5	0,2	8,8	0,2	1,5	0,2	8,8	0,2	1,5	0,2	OK
C.19	8,8	2,1	0,2	8,8	0,2	2,1	0,2	8,8	0,2	2,1	0,2	OK
C.20	8,8	2,1	0,2	8,8	0,2	2,1	0,2	8,8	0,2	2,1	0,2	OK
C.21	8,8	2,1	0,2	8,8	0,2	2,1	0,2	8,8	0,2	2,1	0,2	OK
C.22	8,8	2,1	0,2	8,8	0,2	2,1	0,2	8,8	0,2	2,1	0,2	OK
C.23	9,2	1,4	0,2	9,2	0,2	1,4	0,2	9,2	0,2	1,4	0,2	OK
C.24	9,2	1,4	0,2	9,2	0,2	1,4	0,2	9,2	0,2	1,4	0,2	OK
C.25	9,2	2,0	0,2	9,2	0,2	2,0	0,2	9,2	0,2	2,0	0,2	OK
C.26	9,2	2,0	0,2	9,2	0,2	2,0	0,2	9,2	0,2	2,0	0,2	OK

Verifica a taglio per i V<sub>ed</sub>  
V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (non sismico)= kN 7,3  
V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN 4,8  
V<sub>ed</sub>= taglio di progetto nella rispettiva sez. = kN 7,3  
h= altezza muro per sez. D-D, E-E= mm 1.000  
b= mm 250  
d= h-c= mm 205  
V<sub>ed</sub>= [V<sub>max</sub> + 0,15 σ<sub>cp</sub>] b d= kN 109,5  
V<sub>ed</sub>= [0,18 k (100 ρ<sub>l</sub> f<sub>ctd</sub>)<sup>1/3</sup> + 0,15 σ<sub>cp</sub>] b d= kN 1,1  
V<sub>ed</sub>= max [V<sub>0</sub>; V<sub>E</sub>; V<sub>ed</sub>] = kN 109,5  
V<sub>ed</sub> ≥ V<sub>ed</sub>? ok

**1) GEO**

**2) GEO-SIS.**

**3) GEO-SIS.**

**4) GEO-NON SIS.**

**5) SCORRIMENTO**

**6) RIBALTAMENTO**

**7) CARICO LIMITE**

**8) SCORRIMENTO**

**9) RIBALTAMENTO**

**10) CARICO LIMITE**

**11) SCORRIMENTO**

**12) RIBALTAMENTO**

**13) CARICO LIMITE**

**14) SCORRIMENTO**

**15) RIBALTAMENTO**

**16) CARICO LIMITE**

**17) SCORRIMENTO**

**18) RIBALTAMENTO**

**19) CARICO LIMITE**

**20) SCORRIMENTO**

**21) RIBALTAMENTO**

**22) CARICO LIMITE**

**23) SCORRIMENTO**

**24) RIBALTAMENTO**

**25) CARICO LIMITE**

**26) SCORRIMENTO**

**27) RIBALTAMENTO**

**28) CARICO LIMITE**

**29) SCORRIMENTO**

**30) RIBALTAMENTO**

**31) CARICO LIMITE**

**32) SCORRIMENTO**

**33) RIBALTAMENTO**

**34) CARICO LIMITE**

**35) SCORRIMENTO**

**36) RIBALTAMENTO**

**37) CARICO LIMITE**

**38) SCORRIMENTO**

**39) RIBALTAMENTO**

**40) CARICO LIMITE**

**41) SCORRIMENTO**

**42) RIBALTAMENTO**

**43) CARICO LIMITE**

**44) SCORRIMENTO**

**45) RIBALTAMENTO**

**46) CARICO LIMITE**

**47) SCORRIMENTO**

**48) RIBALTAMENTO**

**49) CARICO LIMITE**

**50) SCORRIMENTO**

**51) RIBALTAMENTO**

**52) CARICO LIMITE**

**53) SCORRIMENTO**

**54) RIBALTAMENTO**

**55) CARICO LIMITE**

**56) SCORRIMENTO**

**57) RIBALTAMENTO**

**58) CARICO LIMITE**

**59) SCORRIMENTO**

**60) RIBALTAMENTO**

**61) CARICO LIMITE**

**62) SCORRIMENTO**

**63) RIBALTAMENTO**

**64) CARICO LIMITE**

**65) SCORRIMENTO**

**66) RIBALTAMENTO**

**67) CARICO LIMITE**

**68) SCORRIMENTO**

**69) RIBALTAMENTO**

**70) CARICO LIMITE**

**71) SCORRIMENTO**

**72) RIBALTAMENTO**

**73) CARICO LIMITE**

**74) SCORRIMENTO**

**75) RIBALTAMENTO**

**76) CARICO LIMITE**

**77) SCORRIMENTO**

**78) RIBALTAMENTO**

**79) CARICO LIMITE**

**80) SCORRIMENTO**

**81) RIBALTAMENTO**

**82) CARICO LIMITE**

**83) SCORRIMENTO**

**84) RIBALTAMENTO**

**85) CARICO LIMITE**

**86) SCORRIMENTO**

**87) RIBALTAMENTO**

**88) CARICO LIMITE**

**89) SCORRIMENTO**

**90) RIBALTAMENTO**

**91) CARICO LIMITE**

**92) SCORRIMENTO**

**93) RIBALTAMENTO**

**94) CARICO LIMITE**

**95) SCORRIMENTO**

**96) RIBALTAMENTO**

**97) CARICO LIMITE**

**98) SCORRIMENTO**

**99) RIBALTAMENTO**

**100) CARICO LIMITE**

**101) SCORRIMENTO**

**102) RIBALTAMENTO**

**103) CARICO LIMITE**

**104) SCORRIMENTO**

**105) RIBALTAMENTO**

**106) CARICO LIMITE**

**107) SCORRIMENTO**

**108) RIBALTAMENTO**

**109) CARICO LIMITE**

**110) SCORRIMENTO**

**111) RIBALTAMENTO**

**112) CARICO LIMITE**

**113) SCORRIMENTO**

**114) RIBALTAMENTO**

**115) CARICO LIMITE**

**116) SCORRIMENTO**

**117) RIBALTAMENTO**

**118) CARICO LIMITE**

**119) SCORRIMENTO**

**120) RIBALTAMENTO**

**121) CARICO LIMITE**

**122) SCORRIMENTO**

**123) RIBALTAMENTO**

**124) CARICO LIMITE**

**125) SCORRIMENTO**

**126) RIBALTAMENTO**

**127) CARICO LIMITE**

**128) SCORRIMENTO**

**129) RIBALTAMENTO**

**130) CARICO LIMITE**

**131) SCORRIMENTO**

**132) RIBALTAMENTO**

**133) CARICO LIMITE**

**134) SCORRIMENTO**

**135) RIBALTAMENTO**

**136) CARICO LIMITE**

**137) SCORRIMENTO**

**138) RIBALTAMENTO**

**139) CARICO LIMITE**

**140) SCORRIMENTO**

**141) RIBALTAMENTO**

**142) CARICO LIMITE**

**143) SCORRIMENTO**

**144) RIBALTAMENTO**

**145) CARICO LIMITE**

**146) SCORRIMENTO**

**147) RIBALTAMENTO**

**148) CARICO LIMITE**

**149) SCORRIMENTO**

**150) RIBALTAMENTO**

**151) CARICO LIMITE**

**152) SCORRIMENTO**

**153) RIBALTAMENTO**

**154) CARICO LIMITE**

**155) SCORRIMENTO**

**156) RIBALTAMENTO**

**157) CARICO LIMITE**

**158) SCORRIMENTO**

**159) RIBALTAMENTO**

**160) CARICO LIMITE**

**161) SCORRIMENTO**

**162) RIBALTAMENTO**

**163) CARICO LIMITE**

**164) SCORRIMENTO**

**165) RIBALTAMENTO**

**166) CARICO LIMITE**

**167) SCORRIMENTO**

**168) RIBALTAMENTO**

**169) CARICO LIMITE**

**170) SCORRIMENTO**

**171) RIBALTAMENTO**

**172) CARICO LIMITE**

**173) SCORRIMENTO**

**174) RIBALTAMENTO**

**175) CARICO LIMITE**

**176) SCORRIMENTO**

**177) RIBALTAMENTO**

**178) CARICO LIMITE**

**179) SCORRIMENTO**

**180) RIBALTAMENTO**

**181) CARICO LIMITE**

**182) SCORRIMENTO**

**183) RIBALTAMENTO**

**184) CARICO LIMITE**

**185) SCORRIMENTO**

**186) RIBALTAMENTO**

**187) CARICO LIMITE**

**188) SCORRIMENTO**

**189) RIBALTAMENTO**

**190) CARICO LIMITE**

**191) SCORRIMENTO**

**192) RIBALTAMENTO**

**193) CARICO LIMITE**

**194) SCORRIMENTO**

**195) RIBALTAMENTO**

**196) CARICO LIMITE**

**197) SCORRIMENTO**

**198) RIBALTAMENTO**

**199) CARICO LIMITE**

**200) SCORRIMENTO**

**201) RIBALTAMENTO**

**202) CARICO LIMITE**

**203) SCORRIMENTO**

**204) RIBALTAMENTO**

**205) CARICO LIMITE**

**206) SCORRIMENTO**

**207) RIBALTAMENTO**

**208) CARICO LIMITE**

**209) SCORRIMENTO**

**210) RIBALTAMENTO**

**211) CARICO LIMITE**

**212) SCORRIMENTO**

**213) RIBALTAMENTO**

**214) CARICO LIMITE**

**215) SCORRIMENTO**

**216) RIBALTAMENTO**

**217) CARICO LIMITE**

**218) SCORRIMENTO**

**219) RIBALTAMENTO**

**220) CARICO LIMITE**

**221) SCORRIMENTO**

**222) RIBALTAMENTO**

**223) CARICO LIMITE**

**224) SCORRIMENTO**

**225) RIBALTAMENTO**

**226) CARICO LIMITE**

**227) SCORRIMENTO**

**228) RIBALTAMENTO**

**229) CARICO LIMITE**

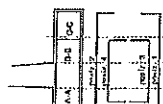
**230) SCORRIMENTO**

**231) RIBALTAMENTO**

**232) CARICO LIMITE**

**23**

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici			M nella sez. A, B, C			V nelle sez. A, B, C		
	N kN	M kNm	M <sub>0</sub> kNm	M <sub>A</sub> kNm	M <sub>B</sub> kNm	M <sub>C</sub> kNm	V <sub>A</sub> kN	V <sub>B</sub> kN	V <sub>C</sub> kN
Non sis.									
C.1	355,0	57,4	-	-	120,8	- 67,9	-	20,9	- 51,1
C.2	355,0	57,4	-	-	120,8	- 67,9	-	20,9	- 51,1
C.3	355,0	101,1	-	-	161,7	- 84,6	-	31,7	- 71,1
C.4	355,0	101,1	-	-	161,7	- 84,6	-	31,7	- 71,1
C.5	463,3	34,0	-	-	121,8	- 74,5	-	17,4	- 48,9
C.6	463,3	34,0	-	-	121,8	- 74,5	-	17,4	- 48,9
C.7	463,3	77,7	-	-	162,6	- 91,3	-	28,2	- 68,9
C.8	463,3	77,7	-	-	162,6	- 91,3	-	28,2	- 68,9
Sisma+									
C.1	358,8	68,1	-	-	133,4	- 73,7	-	23,8	- 57,0
C.2	358,8	68,1	-	-	133,4	- 73,7	-	23,8	- 57,0
C.3	358,8	69,4	-	-	134,5	- 74,2	-	24,1	- 57,5
C.4	358,8	69,4	-	-	134,5	- 74,2	-	24,1	- 57,5
C.5	359,2	67,6	-	-	133,4	- 73,9	-	23,7	- 56,9
C.6	359,2	67,6	-	-	133,4	- 73,9	-	23,7	- 56,9
C.7	359,2	68,8	-	-	134,6	- 74,4	-	24,0	- 57,5
C.8	359,2	68,8	-	-	134,6	- 74,4	-	24,0	- 57,5
Sisma-									
C.9	353,9	67,0	-	-	131,4	- 72,7	-	23,5	- 56,1
C.10	353,9	67,0	-	-	131,4	- 72,7	-	23,5	- 56,1
C.11	353,9	68,3	-	-	132,6	- 73,1	-	23,8	- 56,7
C.12	353,9	68,3	-	-	132,6	- 73,1	-	23,8	- 56,7
C.13	354,3	66,6	-	-	131,4	- 72,8	-	23,4	- 56,1
C.14	354,3	66,6	-	-	131,4	- 72,8	-	23,4	- 56,1
C.15	354,3	67,7	-	-	132,6	- 73,3	-	23,7	- 56,6
C.16	354,3	67,7	-	-	132,6	- 73,3	-	23,7	- 56,6

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A_{max}}$ ,  $M_{B_{max}}$ ,  $M_{C_{max}}$  = kNm

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A_{max}}$ ,  $M_{B_{max}}$ ,  $M_{C_{max}}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max IV, Max IV, Max IV, Max IV = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega$  b d  $f_{yd}$   $f_{yk}$  quelle compresse con  $\omega$  b d  $f_{cd}$   $f_{yk}$

dove  $b$  larghezza fondazione (1 metro),  $h$  altezza fondazione =  $h_0$

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s_{inf}}$  = (per A-A, B-B: max acciaio inf. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) mmq

barre in posiz. 1 N.o barre=

barre in posiz. 3 N.o barre=

$\phi$  = mm

barre in posiz. 3 N.o barre=

$\phi$  = mm

$A_{s_{sup}}$  = (per A-A, B-B: max acciaio sup. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio sup. in C-C) mmq

barre in posiz. 2 N.o barre=

$\phi$  = mm

barre in posiz. 4 N.o barre=

$\phi$  = mm

$A_{s_{sup, ad}}$  =  $A_{s_{sup}}$   $\geq A_{s_{sup, ad}}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$A_{s_{sup, ad}}$   $\geq A_{s_{sup, ad}}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = \max [V_{Ed}; V_{Ed}] =$  kN

$V_{Ed} \geq V_{Ed}$  ? ok ok

Verifica a taglio per i  $V_{Ed}$

$d = h - c = h_0 - c =$  mm

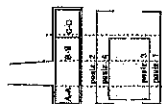
$V_{Ed} = [V_{Ed} + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN

$V_{Ed} = [0,18 k (100 \rho f_{ct})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b d =$  kN



47

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici			M nelle sez. A, B, C			V nelle sez. A, B, C		
	N	M		M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>B</sub>	V <sub>C</sub>
	kN	kNm		kNm	kNm	kNm	kN	kN	kN
Non sis.									
C.1	355,0	57,4		-	-	87,9	-	20,9	51,1
C.2	355,0	57,4		-	-	87,9	-	20,9	51,1
C.3	355,0	101,1		-	-	84,6	-	31,7	71,1
C.4	355,0	101,1		-	-	84,6	-	31,7	71,1
C.5	463,3	34,0		-	-	74,5	-	17,4	48,9
C.6	463,3	34,0		-	-	74,5	-	17,4	48,9
C.7	463,3	77,7		-	-	91,3	-	28,2	68,9
C.8	463,3	77,7		-	-	91,3	-	28,2	68,9
Sisma+									
C.1	356,8	62,5		-	-	70,7	-	22,3	53,9
C.2	356,8	62,5		-	-	70,7	-	22,3	53,9
C.3	356,8	63,7		-	-	71,1	-	22,6	54,5
C.4	356,8	63,7		-	-	71,1	-	22,6	54,5
C.5	357,2	62,0		-	-	70,8	-	22,2	53,9
C.6	357,2	62,0		-	-	70,8	-	22,2	53,9
C.7	357,2	63,2		-	-	71,3	-	22,5	54,4
C.8	357,2	63,2		-	-	71,3	-	22,5	54,4
Sisma-									
C.9	354,5	62,0		-	-	70,2	-	22,1	53,5
C.10	354,5	62,0		-	-	70,2	-	22,1	53,5
C.11	354,5	63,2		-	-	70,6	-	22,4	54,1
C.12	354,5	63,2		-	-	70,6	-	22,4	54,1
C.13	354,8	61,4		-	-	70,3	-	22,0	53,5
C.14	354,8	61,4		-	-	70,3	-	22,0	53,5
C.15	354,8	62,6		-	-	70,8	-	22,3	54,0
C.16	354,8	62,6		-	-	70,8	-	22,3	54,0

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ :

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, pos}$ ,  $M_{B, pos}$ ,  $M_{C, pos}$  = kNm

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, neg}$ ,  $M_{B, neg}$ ,  $M_{C, neg}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max  $V_A$ , Max  $V_B$ , Max  $V_C$  = kN

$V_{Ed}$ : Max  $V_A$ , Max  $V_B$ , Max  $V_C$  = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega$  b d  $f_{yk}/f_{yk}$  quelle compresse con  $\omega'$  b d  $f_{yk}/f_{yk}$

dove b=larghezza fondazione (1 metro), h=altezza fondazione =  $h_0$

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s, inf}$  = (per A-A, B-B: max acciaio inf. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in posiz. 1 N.o barre =

$\phi$  = mm

barre in posiz. 3 N.o barre =

$\phi$  = mm

$A_{s, sup}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s, inf}$   $\geq A_{s, sup}$ ?

ok ok

$A_{s, sup}$  = (per A-A, B-B: max acciaio sup. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio sup. in C-C) = mmq

barre in posiz. 2 N.o barre =

$\phi$  = mm

barre in posiz. 4 N.o barre =

$\phi$  = mm

$A_{s, sup}$  = As totale sup adottata = mmq

$A_{s, sup}$   $\geq A_{s, inf}$ ?

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s, sup}$   $\geq A_{s, inf}$ ?

ok ok

$d$  = h - c = mm

$d$  = h - c = mm

$V_{Ed}$  = [  $V_{min}$  + 0,15  $\sigma_{cp}$  ] b d = kN

$V_{Ed}$  = [ 0,18 k (100  $\rho_{fy}$ )<sup>1/3</sup> + 0,15  $\sigma_{cp}$  ] b d = kN

$V_{Ed}$  = max [  $V_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  ] = kN

$V_{Ed}$   $\geq V_{Ed}$ ?

ok ok

31,7 71,1



NORME		NTC italiane vigenti e, ove necessario, norme europee EC2, EC8 pubblicate e aggiornate. Il dimensionamento è stato svolto nel rispetto di tutte le prescrizioni NTC; si riporta un riepilogo dei dati in input e dei risultati ottenuti.	
MATERIALI FONDAZ.	CIS:	$f_{cd} = \text{N/mm}^2$	29,05
ACCIAIO:	$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	450,00	
MATERIALI MURO CIS:	$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	29,05	
ACCIAIO:	$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	450,00	
COMPUTO FONDAZ.:	$V_{dis} = \text{mc}$	2,08	
MURO:	$V_{dis} = \text{mc}$	0,90	
TOTALE:	$V_{dis} = \text{mc}$	2,98	
OPERAZIONE:		$b = \text{m}$	2,50
TERRAPIENO:		$\gamma' = \text{°}$	30,00
DATI SISMOI:		$a_{yg} = \text{°}$	0,048
CARICHI:		$q_p = \text{°}$	15,0
CIS:		$q_v = \text{°}$	20,0
MATERIALI MURO CIS:		$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	29,05
ACCIAIO:		$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	450,00
COMPUTO FONDAZ.:		$V_{dis} = \text{mc}$	2,08
MURO:		$V_{dis} = \text{mc}$	0,90
TOTALE:		$V_{dis} = \text{mc}$	2,98
OPERAZIONE:		$b = \text{m}$	2,50
TERRAPIENO:		$\gamma' = \text{°}$	30,00
DATI SISMOI:		$a_{yg} = \text{°}$	0,048
CARICHI:		$q_p = \text{°}$	15,0
CIS:		$q_v = \text{°}$	20,0
MATERIALI MURO CIS:		$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	29,05
ACCIAIO:		$f_{yk} = \text{N/mm}^2$	450,00
COMPUTO FONDAZ.:		$V_{dis} = \text{mc}$	2,08
MURO:		$V_{dis} = \text{mc}$	0,90
TOTALE:		$V_{dis} = \text{mc}$	2,98

Si procede con l'approccio: combinaz. 1 (A1+M1+R1) nel dimensionamento STR, combinaz. 2 (A2+M2+R2) nel dimensionamento GEO; tramite la ver. a ribaltamento che richiede (EQU-H2+R2).

1) GEO

A) GEO-NON SIS.

SCORRIMENTO

caso 1):  $F_{sism} = \text{°}$

caso 2):  $F_{sism} = \text{°}$

RIBALTAMENTO

caso 1):  $M = \text{°}$

caso 2):  $M = \text{°}$

CARICO LIMITE

Combin. C.1 C.2 C.3 C.4 C.5 C.6 C.7 C.8 C.9

N=KN 182,5 182,5 182,5 182,5 182,5 182,5 182,5 182,5 182,5

$Q_{lim}/N = \text{°}$  2,7 2,7 2,7 2,7 2,7 2,7 2,7 2,7 2,7

N ≤  $Q_{lim}$  ? ok ok ok ok ok ok ok ok ok

B) GEO-SIS.

SCORRIMENTO

Sisma+  $F_{sism} = \text{°}$

Sisma-  $F_{sism} = \text{°}$

RIBALTAMENTO

Sisma+  $M = \text{°}$

Sisma-  $M = \text{°}$

CARICO LIMITE

Combin. C.1 C.2 C.3 C.4 C.5 C.6 C.7 C.8 C.9 C.10 C.11 C.12 C.13 C.14 C.15 C.16

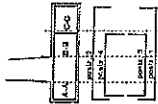
N=KN 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2 184,2

$Q_{lim}/N = \text{°}$  2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5 2,5

N ≤  $Q_{lim}$  ? ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok ok



2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici		M nelle sez. A, B, C				V nelle sez. A, B, C			
	N	M	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>		V <sub>A</sub>	V <sub>B</sub>	V <sub>C</sub>	
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		kN	kN	kN	
Non sis.										
C.1	182,3	7,0	-	23,0	13,7		-	5,1	11,9	
C.2	182,3	7,0	-	23,0	13,7		-	5,1	11,9	
C.3	182,3	40,4	-	53,2	25,6		-	17,1	30,4	
C.4	182,3	40,4	-	53,2	25,6		-	17,1	30,4	
C.5	248,6	13,2	-	24,2	19,5		-	0,8	9,9	
C.6	248,6	13,2	-	24,2	19,5		-	0,8	9,9	
C.7	248,6	20,2	-	54,4	31,4		-	12,8	28,4	
C.8	248,6	20,2	-	54,4	31,4		-	12,8	28,4	
Sisma+										
C.1	184,1	10,4	-	26,8	15,4		-	6,4	14,1	
C.2	184,1	10,4	-	26,8	15,4		-	6,4	14,1	
C.3	184,1	15,8	-	31,7	17,3		-	8,3	17,1	
C.4	184,1	15,8	-	31,7	17,3		-	8,3	17,1	
C.5	186,4	7,3	-	27,0	16,3		-	5,8	13,8	
C.6	186,4	7,3	-	27,0	16,3		-	5,8	13,8	
C.7	186,4	12,7	-	31,9	18,2		-	7,7	16,8	
C.8	186,4	12,7	-	31,9	18,2		-	7,7	16,8	
Sisma-										
C.9	181,4	10,1	-	28,2	15,0		-	6,3	13,7	
C.10	181,4	10,1	-	28,2	15,0		-	6,3	13,7	
C.11	181,4	15,5	-	31,0	16,9		-	8,2	16,7	
C.12	181,4	15,5	-	31,0	16,9		-	8,2	16,7	
C.13	183,8	7,0	-	26,4	15,9		-	5,6	13,4	
C.14	183,8	7,0	-	26,4	15,9		-	5,6	13,4	
C.15	183,8	12,4	-	31,2	17,8		-	7,5	16,4	
C.16	183,8	12,4	-	31,2	17,8		-	7,5	16,4	

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ :

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, per}$ ,  $M_{B, per}$ ,  $M_{C, per}$  = kNm

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, per}$ ,  $M_{B, per}$ ,  $M_{C, per}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max  $V_{A,1}$ , Max  $V_{B,1}$ , Max  $V_{C,1}$  = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $w$  b d  $f_{td}$  /  $f_{yk}$  quella compresse con  $w$  b d  $f_{td}$  /  $f_{yk}$

dove b = larghezza fondazione (1 metro), h = altezza fondazione =  $b_2$

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s,Ed}$  = (per A-A, B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in posiz. 1 N.o barre =

barre in posiz. 3 N.o barre =

$\phi$  = mm

$\phi$  = mm

$A_{s,Ed, tot}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,Ed, tot}$   $\geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

Verifica a taglio per  $V_{Ed}$

$A_{s,Ed, tot} \geq A_{s,Ed}$  ?

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

ok ok

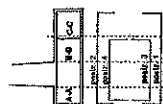
Verifica a taglio per  $V_{Ed}$



## Sezione 14a-14a SLD

[illegible]

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici		M nelle sez. A, B, C			V nelle sez. A, B, C		
	N kN	M kNm	M <sub>A</sub> kNm	M <sub>B</sub> kNm	M <sub>C</sub> kNm	V <sub>A</sub> kN	V <sub>B</sub> kN	V <sub>C</sub> kN
Non sis.								
C.1	182,3	7,0	-	23,0	13,7	-	5,1	11,9
C.2	182,3	7,0	-	23,0	13,7	-	5,1	11,9
C.3	182,3	40,4	-	53,2	25,6	-	17,1	30,4
C.4	182,3	40,4	-	53,2	25,6	-	17,1	30,4
C.5	248,6	13,2	-	24,2	19,5	-	0,8	9,9
C.6	248,6	13,2	-	24,2	19,5	-	0,8	9,9
C.7	248,6	20,2	-	54,4	31,4	-	12,8	28,4
C.8	248,6	20,2	-	54,4	31,4	-	12,8	28,4
Sisma+								
C.1	183,2	8,7	-	24,8	14,5	-	5,7	12,9
C.2	183,2	8,7	-	24,8	14,5	-	5,7	12,9
C.3	183,2	14,0	-	29,6	16,4	-	7,6	15,9
C.4	183,2	14,0	-	29,6	16,4	-	7,6	15,9
C.5	185,5	5,6	-	25,0	15,4	-	5,1	12,6
C.6	185,5	5,6	-	25,0	15,4	-	5,1	12,6
C.7	185,5	10,9	-	29,8	17,3	-	7,0	15,6
C.8	185,5	10,9	-	29,8	17,3	-	7,0	15,6
Sisma-								
C.9	181,9	8,5	-	24,5	14,3	-	5,6	12,8
C.10	181,9	8,5	-	24,5	14,3	-	5,6	12,8
C.11	181,9	13,8	-	29,3	16,2	-	7,5	15,7
C.12	181,9	13,8	-	29,3	16,2	-	7,5	15,7
C.13	184,2	5,5	-	24,7	15,2	-	5,0	12,5
C.14	184,2	5,5	-	24,7	15,2	-	5,0	12,5
C.15	184,2	10,8	-	29,5	17,1	-	6,9	15,4
C.16	184,2	10,8	-	29,5	17,1	-	6,9	15,4

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ :

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A,per}$ ,  $M_{B,per}$ ,  $M_{C,per}$  = kNm

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A,per}$ ,  $M_{B,per}$ ,  $M_{C,per}$  = kNm

$V_{Ed}$ : Max  $|V_A|$ , Max  $|V_B|$ , Max  $|V_C|$  = kN

Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega$  b d  $f_{cd}$   $f_{yk}$  quelle compresse con  $\omega' b d' f_{cd}$   $f_{yk}$ ;

dove b=larghezza fondazione (1 metro), h=altezza fondazione=  $h_2$

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$

$A_{s,per}$  = (per A-A, B-B: max acciaio inf. in C-C) = mmq

barre in posiz. 1 N.o barre= 5,0 5,0

$\phi$ = mm 18,0 18,0

barre in posiz. 3 N.o barre= - -

$\phi$ = mm - -

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

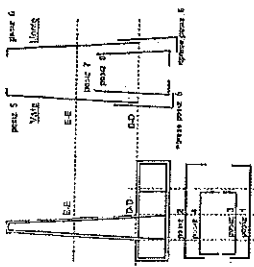
$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

$A_{s,inf}$  = As totale inf adottata = mmq

3) STR-MURO



Assegnazione armature

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a valle  
No barre= 5,00  
A1(φ=mm) 18,00  
No barre= 254,47  
A1(φ=mm) 2,00  
No barre= 18,00  
A1(φ=mm) 254,47  
A1(φ=mm) 1,781,3  
A1(φ=mm) 1,272,3

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a monte  
No barre= 5,00  
A1(φ=mm) 18,00  
No barre= 254,47  
A1(φ=mm) 2,00  
No barre= 18,00  
A1(φ=mm) 254,47  
A1(φ=mm) 1,781,3  
A1(φ=mm) 1,272,3

As<sub>monte</sub> D-D= As totale base a monte, sez. D-D= mmq  
As<sub>monte</sub> E-E= As totale base a monte, sez. E-E= mmq

Sez. D-D (di "incastro" alla base del muro)  
h= altezza sez. muro= b<sub>2</sub> + b<sub>3</sub> + b<sub>4</sub>= mm  
b=mm

Sez. E-E (a metà altezza del muro)  
h= altezza sez. muro= b<sub>2</sub> / 2 + b<sub>3</sub> + b<sub>4</sub> / 2 = mm  
b=mm

Non sis.	Sez.	N (kN)	M <sub>0</sub> -M <sub>1</sub> (kNm)	M <sub>max</sub> = e <sub>0</sub> · N	(N,M) da verificare N <sub>ed</sub> =N M <sub>ed</sub> =max (M <sub>0</sub> , M <sub>max</sub> )	Verifica I <sub>Med</sub> ≤ I <sub>Med,1</sub> ?	Sez.	E-E	N (kN)	M <sub>0</sub> -M <sub>1</sub> (kNm)	M <sub>max</sub> = e <sub>0</sub> · N	(N,M) da verificare N <sub>ed</sub> =N M <sub>ed</sub> =max (M <sub>0</sub> , M <sub>max</sub> )	Verifica I <sub>Med</sub> ≤ I <sub>Med,1</sub> ?
C.1	D-D	27,7	9,6	0,7	27,7 - 9,6 - 307,8	ok			13,2	1,7	0,3	13,2 - 1,7 - 222,5	ok
C.2		27,7	9,6	0,7	27,7 - 9,6 - 307,8	ok			13,2	1,7	0,3	13,2 - 1,7 - 222,5	ok
C.3		27,7	26,4	0,7	27,7 - 26,4 - 307,8	ok			13,2	5,8	0,3	13,2 - 5,8 - 222,5	ok
C.4		27,7	26,4	0,7	27,7 - 26,4 - 307,8	ok			13,2	5,8	0,3	13,2 - 5,8 - 222,5	ok
C.5		41,5	7,8	1,0	41,5 - 7,8 - 310,6	ok			20,0	0,9	0,5	20,0 - 0,9 - 223,9	ok
C.6		41,5	7,8	1,0	41,5 - 7,8 - 310,6	ok			20,0	0,9	0,5	20,0 - 0,9 - 223,9	ok
C.7		41,5	24,6	1,0	41,5 - 24,6 - 310,6	ok			20,0	4,9	0,5	20,0 - 4,9 - 223,9	ok
C.8		41,5	24,6	1,0	41,5 - 24,6 - 310,6	ok			20,0	4,9	0,5	20,0 - 4,9 - 223,9	ok
Sisma+		27,9	9,9	0,7	27,9 - 9,9 - 307,8	ok			13,3	1,8	0,3	13,3 - 1,8 - 222,5	ok
C.2		27,9	9,9	0,7	27,9 - 9,9 - 307,8	ok			13,3	1,8	0,3	13,3 - 1,8 - 222,5	ok
C.3		27,9	12,6	0,7	27,9 - 12,6 - 307,8	ok			13,3	2,5	0,3	13,3 - 2,5 - 222,5	ok
C.4		27,9	12,6	0,7	27,9 - 12,6 - 307,8	ok			13,3	2,5	0,3	13,3 - 2,5 - 222,5	ok
C.5		29,0	9,6	0,7	29,0 - 9,6 - 308,0	ok			13,9	1,6	0,3	13,9 - 1,6 - 222,7	ok
C.6		29,0	9,6	0,7	29,0 - 9,6 - 308,0	ok			13,9	1,6	0,3	13,9 - 1,6 - 222,7	ok
C.7		29,0	12,4	0,7	29,0 - 12,4 - 308,0	ok			13,9	2,3	0,3	13,9 - 2,3 - 222,7	ok
C.8		29,0	12,4	0,7	29,0 - 12,4 - 308,0	ok			13,9	2,3	0,3	13,9 - 2,3 - 222,7	ok
Sisma-		27,7	9,8	0,7	27,7 - 9,8 - 307,8	ok			13,2	1,8	0,3	13,2 - 1,8 - 222,5	ok
C.8		27,7	9,8	0,7	27,7 - 9,8 - 307,8	ok			13,2	1,8	0,3	13,2 - 1,8 - 222,5	ok
C.10		27,7	9,8	0,7	27,7 - 9,8 - 307,8	ok			13,2	1,8	0,3	13,2 - 1,8 - 222,5	ok
C.11		27,7	12,5	0,7	27,7 - 12,5 - 307,8	ok			13,2	2,4	0,3	13,2 - 2,4 - 222,5	ok
C.12		27,7	12,5	0,7	27,7 - 12,5 - 307,8	ok			13,2	2,4	0,3	13,2 - 2,4 - 222,5	ok
C.13		28,8	9,5	0,7	28,8 - 9,5 - 308,0	ok			13,8	1,6	0,3	13,8 - 1,6 - 222,6	ok
C.14		28,8	9,5	0,7	28,8 - 9,5 - 308,0	ok			13,8	1,6	0,3	13,8 - 1,6 - 222,6	ok
C.15		28,8	12,2	0,7	28,8 - 12,2 - 308,0	ok			13,8	2,3	0,3	13,8 - 2,3 - 222,6	ok
C.16		28,8	12,2	0,7	28,8 - 12,2 - 308,0	ok			13,8	2,3	0,3	13,8 - 2,3 - 222,6	ok

Verifica a taglio per V<sub>ed</sub>

V<sub>0</sub>, V<sub>e</sub> (non sismo) = kN

V<sub>0</sub>, V<sub>e</sub> (sismo) = kN

V<sub>ed</sub> = taglio di progetto nella rispettiva sez. = kN

h = altezza muro per sez. D-D, E-E = mm

d = h · c = mm

V<sub>ed</sub> = [V<sub>max</sub> + 0,15 c<sub>cp</sub>] b d = kN

V<sub>ed</sub> = [0,18 k (100 p / f<sub>yk</sub>)<sup>1/2</sup> + 0,15 c<sub>cp</sub>] b d = kN

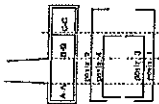
V<sub>ed</sub> = max [V<sub>0</sub>, V<sub>e</sub>, V<sub>ed</sub>] = kN

V<sub>ed</sub> ≥ V<sub>ed</sub>?

ok

56

2) STR-FONDAZ.



	N, M baricentrici		M nella sez. A, B, C			V nelle sez. A, B, C		
	N	M	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	V <sub>A</sub>	V <sub>B</sub>	V <sub>C</sub>
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm	kN	kN	kN
Non eis.								
C.1	209,5	23,8	-	-	31,5	-	13,8	29,6
C.2	209,5	23,8	-	-	31,5	-	13,8	29,6
C.3	209,5	44,7	-	-	39,0	-	21,3	41,2
C.4	209,5	44,7	-	-	39,0	-	21,3	41,2
C.5	273,5	11,5	-	-	35,1	-	11,2	23,4
C.6	273,5	11,5	-	-	35,1	-	11,2	23,4
C.7	273,5	32,4	-	-	42,5	-	18,7	40,0
C.8	273,5	32,4	-	-	42,5	-	18,7	40,0
Sisma+								
C.1	211,8	28,3	-	-	34,0	-	15,6	32,7
C.2	211,8	28,3	-	-	34,0	-	15,6	32,7
C.3	211,8	28,9	-	-	34,2	-	15,9	33,1
C.4	211,8	28,9	-	-	34,2	-	15,9	33,1
C.5	212,0	28,0	-	-	34,1	-	15,6	32,7
C.6	212,0	28,0	-	-	34,1	-	15,6	32,7
C.7	212,0	28,6	-	-	34,3	-	15,8	33,0
C.8	212,0	28,6	-	-	34,3	-	15,8	33,0
Sisma-								
C.9	208,9	27,9	-	-	33,5	-	15,4	32,2
C.10	208,9	27,9	-	-	33,5	-	15,4	32,2
C.11	208,9	28,5	-	-	33,7	-	15,6	32,6
C.12	208,9	28,5	-	-	33,7	-	15,6	32,6
C.13	209,1	27,5	-	-	33,6	-	15,3	32,2
C.14	209,1	27,5	-	-	33,6	-	15,3	32,2
C.15	209,1	26,2	-	-	33,8	-	15,5	32,6
C.16	209,1	26,2	-	-	33,8	-	15,5	32,6

Valori di progetto  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$

$M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, B, C}$ ,  $M_{C, sup}$ ,  $M_{C, inf}$  = kNm  
 $M_{Ed}$ : Max degli  $M_{A, B, C}$ ,  $M_{C, sup}$ ,  $M_{C, inf}$  = kNm

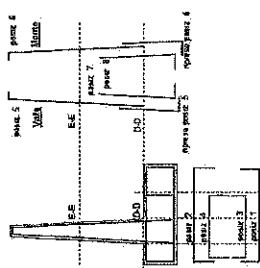
Le aree di acciaio tese sono calcolate con  $\omega$  b d  $f_{yk}/f_{td}$  quelle compresse con  $\omega' b d f_{yk}/f_{cd}$ ;  
dove b=larghezza fondazione (1 neutro), h=altezza fondazione=  $h_2$

Armature di flessione calcolate per gli  $M_{Ed}$  A-A, B-B C-C  
 $A_{s, inf}$  = (per A-A, B-B: max acciaio inf. tra A-A e B-B; per C-C: max acciaio inf. in C-C) = mmq  
barre in posiz. 1 N.o barre= 5,0  
 $\phi$ = mm 18,0  
barre in posiz. 3 N.o barre= -  
 $\phi$ = mm -

$A_{s, tot, inf}$  = As totale inf adottata = mmq 1.272,3  
 $A_{s, tot, sup}$   $\geq A_{s, inf}$ ? ok ok  
 $A_{s, tot, sup}$  = As totale sup adottata = mmq 1.272,3  
barre in posiz. 2 N.o barre= 5,0  
 $\phi$ = mm 18,0  
barre in posiz. 4 N.o barre= -  
 $\phi$ = mm -

$A_{s, tot, sup}$   $\geq A_{s, sup}$ ? ok ok  
 $A_{s, tot, sup}$  = As totale sup adottata = mmq 1.272,3  
Verifica a taglio per  $V_{Ed}$  A-A B-B C-C  
 $b$ = mm 1.000  
 $d$ = h - c =  $h_2$  - c = mm 755,0  
 $V_{Rd} = [V_{Rd1} + 0,15 \sigma_{cp}] b d$  = kN 265,5  
 $V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho f_{tk})^{1/3} f_{tk} + 0,15 \sigma_{cp}] b d$  = kN 233,0  
 $V_{Rd} = \max [V_{Rd1}; V_{Rd2}]$  = kN 265,5  
 $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ ? ok ok

3) STR-MURO



Assegnazione armature

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a valle  
barre in posiz. 5 N.o barre= 5,00  
 $\phi$ = mm 18,00  
A1 $\phi$ = mmq 254,47  
N.o barre= 2,00  
barre in posiz. 7 N.o barre= 18,00  
 $\phi$ = mm 254,47  
A1 $\phi$ = mmq 1.781,3  
AS\_sella\_D-E= As totale base a valle, sez. D-D= mmq 1.272,3  
AS\_sella\_E-E= As totale base a valle, sez. E-E= mmq 1.272,3

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a monte  
barre in posiz. 6 N.o barre= 5,00  
 $\phi$ = mm 18,00  
A1 $\phi$ = mmq 254,47  
N.o barre= 2,00  
barre in posiz. 8 N.o barre= 18,00  
 $\phi$ = mm 254,47  
A1 $\phi$ = mmq 1.781,3  
AS\_punta\_D-E= As totale base a monte, sez. D-D= mmq 1.272,3  
AS\_punta\_E-E= As totale base a monte, sez. E-E= mmq 1.272,3

Sez. D-D (di 'incastro' alla base del muro)

h= altezza sez. muro=  $b_2 + b_3 + b_4 + b_5$  = mm 1.000,0  
b=mm 500,0

Sez. E-E (a metà altezza del muro)

h= altezza sez. muro=  $b_2/2 + b_3 + b_4/2$  = mm 1.000,0  
b=mm 500,0

Verifica	Sez.	N (kN)	M <sub>Ed</sub> =M (kNm)	M <sub>Ed</sub> =max (M <sub>Ed</sub> , M <sub>Ed</sub> )	M <sub>Ed</sub> =min (M <sub>Ed</sub> , M <sub>Ed</sub> )	N <sub>Ed</sub> =N (kN)	M <sub>Ed</sub> =max (M <sub>Ed</sub> , M <sub>Ed</sub> )	M <sub>Ed</sub> =min (M <sub>Ed</sub> , M <sub>Ed</sub> )	Verifica
Non sis.	C.1	37,2	27,7	0,9	37,2	27,7	309,7	309,7	OK
	C.2	37,2	27,7	0,9	37,2	27,7	309,7	309,7	OK
	C.3	37,2	33,6	0,9	37,2	38,6	309,7	309,7	OK
	C.4	37,2	33,6	0,9	37,2	38,6	309,7	309,7	OK
	C.5	49,0	26,6	1,2	49,0	26,6	312,2	312,2	OK
	C.6	49,0	26,6	1,2	49,0	26,6	312,2	312,2	OK
	C.7	49,0	37,5	1,2	49,0	37,5	312,2	312,2	OK
	C.8	49,0	37,5	1,2	49,0	37,5	312,2	312,2	OK
Sisma+	C.1	37,8	29,0	0,9	37,8	29,0	309,8	309,8	OK
	C.2	37,8	29,0	0,9	37,8	29,0	309,8	309,8	OK
	C.3	37,8	29,4	0,9	37,8	29,4	309,8	309,8	OK
	C.4	37,8	29,4	0,9	37,8	29,4	309,8	309,8	OK
	C.5	37,9	29,0	0,9	37,9	29,0	309,9	309,9	OK
	C.6	37,9	29,0	0,9	37,9	29,0	309,9	309,9	OK
	C.7	37,9	29,4	0,9	37,9	29,4	309,9	309,9	OK
	C.8	37,9	29,4	0,9	37,9	29,4	309,9	309,9	OK
Sisma-	C.9	37,3	28,6	0,9	37,3	28,6	309,8	309,8	OK
	C.10	37,3	28,6	0,9	37,3	28,6	309,8	309,8	OK
	C.11	37,3	28,0	0,9	37,3	29,0	309,8	309,8	OK
	C.12	37,3	29,0	0,9	37,3	29,0	309,8	309,8	OK
	C.13	37,4	28,6	0,9	37,4	28,6	309,8	309,8	OK
	C.14	37,4	28,6	0,9	37,4	28,6	309,8	309,8	OK
	C.15	37,4	28,9	0,9	37,4	28,9	309,8	309,8	OK
	C.16	37,4	28,9	0,9	37,4	28,9	309,8	309,8	OK

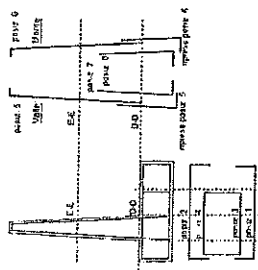
Verifica a taglio per i V<sub>Ed</sub>  
V<sub>b</sub>, V<sub>e</sub> (non sismici)= kN 45,3  
V<sub>b</sub>, V<sub>e</sub> (sismici)= kN 35,4  
V<sub>Ed</sub>= taglio di progetto nella rispettiva sez. = kN 45,3  
h= altezza muro per sez. D-D, E-E= mm 1.000,0  
b= mm 500,0  
d= h - c= mm 455  
V<sub>Ed</sub>= [V<sub>Ed</sub> + 0,15  $\sigma_{cp}$ ] b d= kN 189,2  
V<sub>Ed</sub>= [0,18 k (100 P<sub>t</sub> f<sub>td</sub>)<sup>1/3</sup> + 0,15  $\sigma_{cp}$ ] b d= kN 5,1  
V<sub>Ed</sub>= max [V<sub>Ed</sub>; V<sub>Ed</sub>] = kN 189,2  
V<sub>Ed</sub> ≥ V<sub>Ed</sub>? OK



59



3) STR-MURO



Assegnazione armature

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a valle  
barre in posiz. 5 No barre= 5,00  
φ= mm 18,00  
A1φ= mmq 254,47  
No barre= 2,00  
φ= mm 18,00  
A1φ= mmq 254,47  
No barre= 1,781,3  
φ= mm 1,272,3

Barre adottate, sulla base b del muro rivolta a monte  
barre in posiz. 6 No barre= 5,00  
φ= mm 18,00  
A1φ= mmq 254,47  
No barre= 2,00  
φ= mm 18,00  
A1φ= mmq 254,47  
No barre= 1,781,3  
φ= mm 1,272,3

Sez. D-D (di 'incastro' alla base del muro)

h= altezza sez. muro= b<sub>2</sub> + b<sub>3</sub> + b<sub>4</sub> = mm  
b= mm 1.000,0  
500,0

Sez. E-E (a metà altezza del muro)

h= altezza sez. muro= b<sub>2</sub>/2 + b<sub>3</sub> + b<sub>4</sub>/2 = mm  
b= mm 1.000,0  
500,0

	Sez.	N (kN)	M <sub>ed</sub> =M (kNm)	(N.M) da verificare			M <sub>ed</sub> =M <sub>max</sub> (kNm)	M <sub>ed</sub> =M <sub>max</sub> (kNm)	M <sub>ed</sub> =M <sub>max</sub> (kNm)	Verifica
				N <sub>ed</sub> =N e <sub>p</sub> N	M <sub>ed</sub> =M e <sub>p</sub> N	M <sub>ed</sub> =M <sub>max</sub> (kNm)				
Non sis.	C.1	37,2	27,7	0,9	37,2	27,7	309,7	ok	17,8	ok
	C.2	37,2	27,7	0,9	37,2	27,7	309,7	ok	17,8	ok
	C.3	37,2	38,6	0,9	37,2	38,6	309,7	ok	17,8	ok
	C.4	37,2	38,6	0,9	37,2	38,6	309,7	ok	17,8	ok
	C.5	49,0	26,6	1,2	49,0	26,6	312,2	ok	23,5	ok
	C.6	49,0	26,6	1,2	49,0	26,6	312,2	ok	23,5	ok
	C.7	49,0	37,5	1,2	49,0	37,5	312,2	ok	23,5	ok
	C.8	49,0	37,5	1,2	49,0	37,5	312,2	ok	23,5	ok
Sisma+	C.1	37,5	28,3	0,9	37,5	28,3	309,8	ok	18,0	ok
	C.2	37,5	28,3	0,9	37,5	28,3	309,8	ok	18,0	ok
	C.3	37,5	28,7	0,9	37,5	28,7	309,8	ok	18,0	ok
	C.4	37,5	28,7	0,9	37,5	28,7	309,8	ok	18,0	ok
	C.5	37,6	28,3	0,9	37,6	28,3	309,8	ok	18,0	ok
	C.6	37,6	28,3	0,9	37,6	28,3	309,8	ok	18,0	ok
	C.7	37,6	28,6	0,9	37,6	28,6	309,8	ok	18,0	ok
	C.8	37,6	28,6	0,9	37,6	28,6	309,8	ok	18,0	ok
Sisma-	C.9	37,2	28,1	0,9	37,2	28,1	309,8	ok	17,9	ok
	C.10	37,2	28,1	0,9	37,2	28,1	309,8	ok	17,9	ok
	C.11	37,2	28,5	0,9	37,2	28,5	309,8	ok	17,9	ok
	C.12	37,2	28,5	0,9	37,2	28,5	309,8	ok	17,9	ok
	C.13	37,4	28,1	0,9	37,4	28,1	309,8	ok	17,9	ok
	C.14	37,4	28,1	0,9	37,4	28,1	309,8	ok	17,9	ok
	C.15	37,4	28,4	0,9	37,4	28,4	309,8	ok	17,9	ok
	C.16	37,4	28,4	0,9	37,4	28,4	309,8	ok	17,9	ok

Verifica a taglio per l'V<sub>ed</sub>

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (non sismico)= kN 45,3

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN 34,6

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN 45,3

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN 1,000

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN 500

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN 455

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN 185,2

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN 5,1

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN 185,2

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

V<sub>0</sub>, V<sub>E</sub> (sismico)= kN ok

# 10. VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE STRUTTURA IN C.A. COLLEGATA ALLO SGRIGLIATORE

## Dimensionamento armatura platea di fondazione

Il calcolo dell'armatura della platea di fondazione viene effettuato analizzando due condizioni di calcolo:

- 1) Vasca vuota, considerando la spinta laterale del terreno, la spinta del sovraccarico e la spinta idrostatica.
- 2) Vasca piena, considerando la spinta idrostatica dell'acqua interna.

### Dati geometrici

Spessore ricoprimento terreno	=	0 m
Spessore soletta di copertura	=	0 m
Spessore pareti esterne	=	0,3 m
Spessore setti centrali	=	0 m
Spessore massetto interno	=	0 m
Spessore platea di fondazione	=	0,5 m
Altezza netta interna	=	1,5 m

### Dimensioni esterne vasca

a	=	2,5 m
b	=	3,1 m
h	=	2 m

### Dimensioni platea di fondazione

L <sub>1</sub>	=	2,5 m
L <sub>2</sub>	=	3,1 m

### Sovraccarichi variabili

q <sub>1</sub>	=	0 kg/m <sup>2</sup>
q <sub>2</sub>	=	0 kg/m <sup>2</sup>
q <sub>3</sub>	=	200 kg/m <sup>2</sup>

### Sovraccarichi permanenti

q <sub>4</sub>	=	0 kg/m <sup>2</sup>
Spessore acqua interna	=	1,5 m

### Dati terreno

Peso di volume terreno	=	1500 kg/m <sup>3</sup>
Coesione	=	0 kg/cm <sup>2</sup>

### Dati materiali

Peso di volume C.A.	=	2500 kg/m <sup>3</sup>
Peso di volume cls	=	2400 kg/m <sup>3</sup>
Peso di volume acqua	=	1000 kg/m <sup>3</sup>

### 1. Vasca vuota

#### Permanenti

Terreno	2,50	x	3,10	x	0,00	x	1500,00	=	0,00	kg
Solaio	2,50	x	3,10	x	0,00	x	2500,00	=	0,00	kg
Pareti esterne	2,10	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2362,50	kg
	2,10	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2362,50	kg
	2,00	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2250,00	kg
	2,00	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2250,00	kg
Pareti interne	0,00	x	1,50	x	0,00	x	2500,00	=	0,00	kg
Massetto interno	0,00	x	0,00	x	0,00	x	2400,00	=	0,00	kg
Platea di fondazione	3,10	x	2,50	x	0,50	x	2500,00	=	9687,50	kg

#### Permanenti

2,50	x	3,10	x	1	x	0,00	=	0	kg
TOTALE PERMANENTI								18912,50	kg

#### Variabili

	2,50	x	3,10	x	0,00	=	0,00	kg
	2,50	x	3,10	x	0,00	=	0,00	kg
Neve	2,50	x	3,10	x	200,00	=	1550,00	kg

TOTALE VARIABILI								1550,00	kg
------------------	--	--	--	--	--	--	--	---------	----

TOTALE PERMANENTI + VARIABILI								20462,50	kg
-------------------------------	--	--	--	--	--	--	--	----------	----

Dimensioni platea di fondazione:

a	=	2,5 m
b	=	3,1 m
A	=	77500 cm <sup>2</sup>

Carichi di calcolo totale:

Permanenti	=	1,3	x	18912,50	=	24586,25
Variabili	=	1,5	x	1550,00	=	2325
						26911,25

Pressione sul terreno:

$$\sigma_{pt} = \frac{N}{A} = \frac{26911,25}{250 \times 310} = 0,35 \text{ kg/cm}^2$$

Reazione del terreno:

$$\sigma_{rt} = \frac{N'}{A} = \frac{14317,50}{250 \times 310} = 0,18 \text{ kg/cm}^2$$

A 250 x 310

Per il calcolo dell'armatura della platea si considera:

$$\begin{aligned} \text{Spinta del terreno sottostante} &= 0,18 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Spinta idrostatica sottostante} &= 0,10 \text{ kg/cm}^2 \\ \hline &0,28 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Calcolo sollecitazioni

Carico sollecitante (reazione terreno + spinta idrostatica di 1 metro):

$$q = 2847 \text{ kg/m}^2$$

Dimensioni di calcolo platea:

$$\begin{aligned} b &= 310 \text{ cm} \\ a &= 250 \text{ cm} \\ h &= 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

Rapporto b/a:

$$\frac{b}{a} = \frac{310}{250} = 1,24$$

Interpolazione valori tabellati:

(ipotesi di incastro su tutti i lati)

$$\begin{aligned} \alpha_x &= 33,4 \\ \alpha_{xl} &= 15,65 \\ \alpha_y &= 43,9 \\ \alpha_{yl} &= 18,05 \end{aligned}$$

Momenti sollecitanti:

$$\begin{aligned} m_{ox} &= (q \cdot a^2) / \alpha_x = 532,83 \text{ kgm} \\ m_{xl} &= (q \cdot a^2) / \alpha_{xl} = 1137,15 \text{ kgm} \\ m_{oy} &= (q \cdot a^2) / \alpha_y = 405,38 \text{ kgm} \\ m_{yl} &= (q \cdot a^2) / \alpha_{yl} = 985,95 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Armatura:

As	=	0,52 cm <sup>2</sup>	(in campata)	5φ16
As	=	1,12 cm <sup>2</sup>	(all'incastro)	5φ16
As	=	0,40 cm <sup>2</sup>	(in campata)	5φ16
As	=	0,97 cm <sup>2</sup>	(all'incastro)	5φ16

2. Vasca piena

*Permanenti*

Terreno	2,50	x	3,10	x	0,00	x	1500,00	=	0,00	kg
Solaio	2,50	x	3,10	x	0,00	x	2500,00	=	0,00	kg
Pareti esterne	2,10	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2362,50	kg
	2,10	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2362,50	kg
	2,00	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2250,00	kg
	2,00	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2250,00	kg
Pareti interne	0,00	x	1,50	x	0,00	x	2500,00	=	0,00	kg
Massetto interno	0,00	x	0,00	x	0,00	x	2400,00	=	0,00	kg
Platea di fondazione	2,50	x	3,10	x	0,50	x	2500,00	=	9687,50	kg
<i>Permanenti</i>										
Acqua interna	2,00	x	2,00	x	1,5	x	1000,00	=	6000	kg
	2,50	x	3,10	x	1	x	0,00	=	0	kg
<b>TOTALE PERMANENTI</b>									<b>24912,50</b>	<b>kg</b>

*Variabili*

	2,50	x	3,10	x	0,00	=	0,00	kg
	2,50	x	3,10	x	0,00	=	0,00	kg
Neve	2,50	x	3,10	x	200,00	=	1550,00	kg
TOTALE VARIABILI								1550,00 kg

**TOTALE PERMANENTI + VARIABILI**

**26462,50 kg**

Dimensioni platea di fondazione:

$$\begin{aligned} a &= 2,5 \text{ m} \\ b &= 3,1 \text{ m} \\ A &= 77500 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Carichi di calcolo totale:

Permanenti	=	1,3	x	24912,50	=	32386,25
Variabili	=	1,5	x	1550,00	=	2325
					=	<u>34711,25</u>

Pressione sul terreno:

$$\sigma_{pt} = \frac{N}{A} = \frac{34711,25}{250 \times 310} = 0,45 \text{ kg/cm}^2$$

Reazione del terreno:

$$\sigma_{rt} = \frac{N'}{A} = \frac{22117,50}{250 \times 310} = 0,29 \text{ kg/cm}^2$$

Per il calcolo dell'armatura della platea si considera:

$$\begin{aligned} \text{Spinta del terreno sottostante} &= 0,29 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Spinta idrostatica sottostante} &= 0,10 \text{ kg/cm}^2 \\ \hline &0,39 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Calcolo sollecitazioni

Carico sollecitante (reazione terreno + spinta idrostatica di 1 metro):

$$q = 3854 \text{ kg/m}^2$$

Dimensioni di calcolo platea:

$$\begin{aligned} b &= 310 \text{ cm} \\ a &= 250 \text{ cm} \\ h &= 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

Rapporto b/a:

$$\frac{b}{a} = \frac{310}{250} = 1,24$$

Interpolazione valori tabellati:  
(ipotesi di incastro su tutti i lati)

$\alpha_x$	=	33,4
$\alpha_{xi}$	=	15,65
$\alpha_y$	=	43,9
$\alpha_{yi}$	=	18,05

Momenti sollecitanti:

$m_{ox}=(q \cdot a^2)/\alpha_x$	=	721,16	kgm
$m_{xi}=(q \cdot a^2)/\alpha_{xi}$	=	1539,09	kgm
$m_{oy}=(q \cdot a^2)/\alpha_y$	=	548,67	kgm
$m_{yi}=(q \cdot a^2)/\alpha_{yi}$	=	1334,44	kgm

Armatura:

As	=	0,71	cm <sup>2</sup>	(in campata)
As	=	1,52	cm <sup>2</sup>	(all'incastro)
As	=	0,54	cm <sup>2</sup>	(in campata)
As	=	1,31	cm <sup>2</sup>	(all'incastro)

Armatura effettiva

5φ16
5φ16
5φ16
5φ16

## Verifiche zone più sollecitate

Incastro

Msoll. = 15,39 KNm

Mres. = 175,6 KNm

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

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

Titolo: Incastro

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10,05	4,5
			2	10,05	45,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 15,39 kNm  
M<sub>Ed</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>Rd</sub> 175,6 kNm

Materiali

B450C		C28/35	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	15,87
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6667
		$\tau_{c1}$	1,971

$\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  37,36 ‰  
d 45,5 cm  
x 3,897 u/d 0,00565  
 $\delta$  0,7

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

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

Campata

$M_{soll.} = 7,2 \text{ KNm}$

$M_{res.} = 175,6 \text{ KNm}$

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

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

Titolo: Campata

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A <sub>s</sub> [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10,05	4,5
			2	10,05	45,5

Tipo Sezione:  
☒ Rettang. ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni:  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>Ed</sub> 7,2 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura:  
☒ Leto calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:  
 B450C C28/35  
 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> 15,02 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>co</sub>/f<sub>cd</sub> 0,9 ‰  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6667  
 τ<sub>c1</sub> 1,971

M<sub>Rd</sub> 175,6 kNm  
 σ<sub>c</sub> -15,07 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 37,36 ‰  
 d 45,5 cm  
 η 3,897 η/d 0,08565  
 δ 0,7

Metodo di calcolo:  
☒ S.L.U. ☐ S.L.U. n  
☐ Metodo n

Tipo flessione:  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

### Calcolo della capacità portante

#### Dati:

Peso di volume terreno saturo	=	18	KN/m <sup>3</sup>
Peso di volume terreno	=	15	KN/m <sup>3</sup>
Peso di volume acqua	=	10	KN/m <sup>3</sup>
Angolo attrito	=	30	°
Coesione	=	0	
Profondità di posa fondazione	=	2,20	m
Lunghezza fondazione	=	3,10	m
Base fondazione	=	2,50	m
Spessore fondazione	=	0,50	m
Quota falda	=	1,00	m

#### Carichi:

##### Permanenti

Terreno	2,50	x	3,10	x	0,00	x	1500,00	=	0,00	kg
Solaio	2,50	x	3,10	x	0,00	x	2500,00	=	0,00	kg
Pareti	2,10	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2362,50	kg
	2,10	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2362,50	kg
	2,00	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2250,00	kg
	2,00	x	1,50	x	0,30	x	2500,00	=	2250,00	kg
Massetto interno	0,00	x	1,50	x	0,00	x	2500,00	=	0,00	kg
Platea di fondazione	0,00	x	0,00	x	0,00	x	2400,00	=	0,00	kg
Acqua interna	2	x	2	x	1,5	x	1000,00	=	6000	kg
	2,5	x	3,1	x	1	x	0,00	=	0	kg
TOTALE PERMANENTI									15225,00	kg

##### Variabili

	2,50	x	3,1	x	0,00	=	0,00	kg
	2,50	x	3,1	x	0,00	=	0,00	kg
Neve	2,50	x	3,1	x	200,00	=	1550,00	kg
TOTALE VARIABILI								1550,00 kg

TOTALE PERMANENTI + VARIABILI

16775,00 kg

Dimensioni platea di fondazione:

a	=	2,5	m
b	=	3,1	m
A	=	77500	cm <sup>2</sup>

#### APPROCCIO 1

Combinazione 1 (STR)

A1-M1-R1

Azioni: amplificate secondo tab. 6.2.1 (A1)  
 G X 1,3 + Q X 1,5

Parametri:	secondo tab. 6.2.II (M1)	
$\gamma_F$	=	1
$\gamma_Y$	=	1
Resistenze:	secondo tab. 6.4.I (R1 - capacità portante)	
$\gamma_R$	=	1

$G \times 1,3 + Q \times 1,5 \leq R_d$

Carico limite unitario:

$$q_{lim} = (C \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) = 1287,17 \text{ KN/m}^2$$

$\phi'$	=	30 °	0,52	rad
$N_q$	=	18,38		
$N_\gamma$	=	22,38		
$N_c$	=	30,11		
$q$	=	se $Z_w < D$ se $Z_w > D$ $Z_w \cdot \gamma_w$	$\gamma^* D$ $\gamma^* D + (D - Z_w) \cdot \gamma_w$	33 KN/m <sup>2</sup> 21 KN/m <sup>2</sup>
$S_q$	=	33		
$S_\gamma$	=	1,47		
$S_c$	=	0,68		
$L$	=	1,49		
$i_q$	=	3,1		
$i_\gamma$	=	0		
$i_c$	=	0		

Carichi provenienti dalla struttura superiore:

	perm.		var.	
N	=	15225,00 kg	1550,00	kg
		15225,00 kg	1550,00	kg

Pressione massima agente (N/A):

q	=	28,54 KN/m <sup>2</sup>	((G X 1,3 + Q X 1,5)/A)			
Rd	=	R	/	$\gamma_R$	=	R / 1
		28,54 KN/m <sup>2</sup>	<	1287,17 KN/m <sup>2</sup>		VERIFICATO

## APPROCCIO 2

Combinazione 2 (GEO)

A2-M2-R2

Azioni: amplificate secondo tab. 6.2.I (A2)

$G \times 1,0 + Q \times 1,3$

Parametri: secondo tab. 6.2.II (M2)

$\gamma_F$	=	1,25	rad	°
$\phi'_d$	=	$\text{tg}^{-1}(\text{tg}(\phi)/1,25)$	0,43	24,79
Resistenze:	secondo tab. 6.4.I (R2 - capacità portante)		0,46	rad
$\gamma_R$	=	1,8		

$$q_{lim} = (C \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) = 288,07 \text{ KN/m}^2$$

$\phi'$	=	24,79 °	0,43	rad
$N_q$	=	10,42		
$N_\gamma$	=	10,55		
$N_c$	=	20,40		
$q$	=	se $Z_w < D$ se $Z_w > D$ $Z_w \cdot \gamma_w$	$\gamma^* D$ $\gamma^* D + (D - Z_w) \cdot \gamma_w$	33 KN/m <sup>2</sup> 21 KN/m <sup>2</sup>
	=	21		
$S_q$	=	1,37		
$S_\gamma$	=	0,68		
$S_c$	=	1,41		
$L$	=	3,1		

Carichi provenienti dalla struttura superiore:

	perm.		var.	
N	=	15225,00 kg	1550,00	kg
		15225,00 kg	1550,00	kg

Pressione massima agente (N/A):

q	=	22,25 KN/m <sup>2</sup>	((G X 1,0 + Q X 1,3)/A)			
Rd	=	R	/	$\gamma_R$	=	R / 1,8
		22,25 KN/m <sup>2</sup>	<	160,04 KN/m <sup>2</sup>		VERIFICATO

## Verifica stabilità al sollevamento

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$  (combinazione di azioni permanenti  $G_{inst,d}$  e variabili  $Q_{inst,d}$ ) sia minore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti  $G_{stb,d}$  e delle resistenze  $R_d$ .

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$



Per i coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento, fare riferimento alla tabella 6.2.III delle NTC2008.

Dati:

H	=	2,20 m	profondità scavo utile
D	=	0,5 m	spessore soletta
B	=	2,5 m	larghezza scavo
$\gamma$	=	15 KN/m <sup>3</sup>	peso volume terreno
$\phi$	=	30 °	0,52 rad
c'	=	0	coesione
Q <sub>perm.</sub>	=	152,25 KN/m <sup>2</sup>	sovraccarico permanente
Q <sub>var.</sub>	=	15,50 KN/m <sup>2</sup>	sovraccarico variabile
$\gamma_w$	=	9,81 KN/m <sup>3</sup>	peso volume acqua
$\gamma_{cls}$	=	25 KN/m <sup>3</sup>	peso volume calcestruzzo
$\gamma_{G,inst}$	=	1,1	coefficiente parziale azione
$\gamma_{G,stab}$	=	0,9	coefficiente parziale azione
b	=	0,3	spessore parete

Si assume la falda coincidente con il piano campagna.

L'azione dell'acqua è trattata come azione permanente:

$$G_{inst,d} = \gamma_{G,inst} * \gamma_w * (H+D) * B = 72,84 \text{ KN/m}$$

L'azione stabilizzante è data dal peso proprio e dal carico  $g_k$ :

$$G_{stab,d} = \gamma_{G,stab} * (\gamma_{cls} * (2 * b * H + B * D) + g_k * B) = 435,26 \text{ KN/m}$$

A  $G_{stab,d}$  va sommata la resistenza aggiuntiva all'attrito agente sulle pareti laterali:

$$R = 2 * (H + D) * K * \sigma'_v * \tan \delta = 4,582 \text{ KN/m}$$

k	=	0,333	coefficiente di spinta attiva
$\sigma'_v$	=	7,01 Kpa	tensione verticale efficace
$\delta$	=	20,00 °	angolo di attrito relativo parete/terreno

Applicando il fattore parziale  $\gamma_M$  per ridurre  $\tan \phi'_k$  si ottiene:

$\gamma_M$	=	1,25	
$\phi'_d$	=	24,80	0,4618802
$K_{ad}$	=	0,408	coefficiente di spinta attiva (cautelativo)
$\delta$	=	16,54 °	angolo di attrito relativo parete/terreno

$$R = 2 * (H + D) * K_{ad} * \sigma'_v * \tan \delta = 4,585 \text{ KN/m}$$

L'applicazione del fattore parziale sulla tangente dell'angolo di attrito riduce la resistenza allo scorrimento tra parete e terreno, ma incrementa la spinta sulla parete stessa e pertanto non aumenta il grado di sicurezza complessivo dal momento che  $R_d > R_k$ .

$R_k$  viene trattata come azione favorevole, quindi viene diminuito attraverso il fattore  $\gamma_M$ .

$\gamma_M$	=	1,25
$R_d$	=	3,67 KN/m

La verifica al sollevamento impone che:

$V_{inst,d} \leq G_{stab,d} + R_d$	72,84	<	438,93	VERIFICATO
------------------------------------	-------	---	--------	------------

## 11. VERIFICA PROFILI IN ACCIAIO (ALLARGAMENTO LUCI PER IL PASSAGGIO DELL'ACQUA)

Carichi sollecitanti:

Permanenti  $2,3\text{m} \times 1,50\text{m} \times 2500 \text{ kg/m} = 86,25 \text{ KN/m}$

Variabili  $500\text{kg/m}^2 \times 7,50\text{m} = 7,50 \text{ KN/m}$

$l_{\text{calcolo}} = 2,6\text{m}$

Azioni sollecitanti:

$F_{d,SLU} = \gamma_g \times G_k + \gamma_Q \times Q_k = (1,3 \times 86,25\text{KN/m}) + (1,5 \times 7,5\text{KN/m}) = 123,37\text{KN/m}$

$F_{d,SLE} = G_k + Q_k = (86,25\text{KN/m}) + (7,5\text{KN/m}) = 93,75\text{KN/m}$

Reazioni agli appoggi e momento massimo:

$R_{Ts-SLU} = (F_{d,SLU} \times l)/2 = (123,37\text{KN/m} \times 2,6\text{m})/2 = 160,39\text{KN}$

$M_{\text{max}} = M_{Ed} = (1/8) \times F_{d,SLU} \times l^2 = 1/8 \times 123,37 \times (2,6)^2 = 104,25 \text{ KNm}$

Verifica a flessione:

$M_{Ed}/M_{c,Rd} = M_{Ed}/((W_{pl} \times f_{yk})/\gamma_{M0}) \leq 1$

Valore minimo del modulo di rigidezza plastico  $W_{pl}$ :

$W_{pl} = M_{Ed}/(f_{yk}/\gamma_{M0}) = M_{Ed}/f_{yd} = (104,25 \times 10^3 \times 10^3)/(234/1,05) = 465,787\text{cm}^3$

Profilo scelto:

HEB 200

$W_{pl} = 481,4\text{cm}^3$

$J_x = 3831\text{cm}^4$

$p.p. = 51,2 \text{ kg/m} = 0,512\text{KN/m}$

Verifica di resistenza (SLU)

$G_{p.p.-SLU} = \gamma_g \times p.p. = 1,3 \times 0,512\text{KN/m} = 0,6656\text{KN/m}$

$F_{d,SLU} = 123,37 + 0,6656 = 124,03\text{KN/m}$

$R_{Ts-SLU} = V_{Ed} = (F_{d,SLU} \times l)/2 = (124,03\text{KN/m} \times 2,6\text{m})/2 = 161,25\text{KN}$

$M_{\text{max}} = M_{Ed} = (1/8) \times F_{d,SLU} \times l^2 = (1/8) \times 124,03 \times (2,6)^2 = 104,81 \text{ KNm}$

Momento resistente elemento strutturale:

$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = (W_{pl} \times f_{yk})/\gamma_{M0} = (481,4 \times 10^3 \times 235)/1,05 = 107,74\text{KNm}$

$M_{Ed}/M_{c,Rd} = 104,81/107,74 = 0,97 < 1$

Verifica a taglio

Area di taglio  $A_V$ :

$A_V = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 6525 - 2 \times 180 \times 14 + (8,5 + 2 \times 15) \times 14 = 2024\text{mm}^2$

Taglio resistente plastico:

$V_{c,Rd} = A_V \times ((f_{yk}/\sqrt{3})/\gamma_{M0}) = (2024 \times (235/\sqrt{3}))/1,05 = 261,534\text{KN}$

$V_{Ed}/V_{c,Rd} = 161,25/261,53 = 0,62 < 1$

Verifica di rigidezza (SLE)

$G_{p.p.-SLE} = p.p. = 0,512\text{KN/m}$

$F_{d,SLE} = 86,25\text{KN/m} + 0,512\text{KN/m} = 86,76\text{KN/m}$

Spostamento dovuto ai carichi permanenti:

$$\delta_1 = (5/384) \times (F_{d,perm} \times l^4) / EJ = (5/384) \times ((86,76 \times (2,6)^4) / (2,1 \times 10^8 \times 3831 \times 10^{-8})) = 0,64 \text{ cm}$$

Spostamento dovuto ai carichi variabili:

$$\delta_2 = (5/384) \times (F_{d,var} \times l^4) / EJ = (5/384) \times ((7,5 \times (2,6)^4) / (2,1 \times 10^8 \times 3831 \times 10^{-8})) = 0,055 \text{ cm}$$

$$\delta_{tot.} = \delta_1 + \delta_2 = 0,64 + 0,055 = 0,6455 \text{ cm} < \delta_{tot. LIM.}$$

$$\delta_{2 LIM.} = 1/300 = 0,86 \text{ cm}$$

$$\delta_{tot. LIM.} = 1/250 = 1,04 \text{ cm}$$

Il profilo HEB 200 risulta verificato.

A seguito dei calcoli e verifiche sopra esplicitate, si opta, a favore di sicurezza, per l'utilizzo di n° 3 HEB 200 per foro, opportunamente fissate ed incastrate nelle spalle laterali in C.A. .

## 12. VERIFICA TIRAFONDI PIASTRA DI BASE

Carichi sollecitanti:

$$N = 10 \text{ KN}$$

$$M = 270 \text{ KN}$$

Ipotizzando un coefficiente di sicurezza parziale pari a 1,5 , le sollecitazioni di progetto risultano:

$$N_{Ed} = 15 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 405 \text{ KN}$$

Si utilizzano complessivamente n°12 bulloni suddivisi in due file di 6 bulloni ciascuna.

I bulloni sono del tipo M27 di classe 5.6 .

Resistenza dei bulloni:

$$F_{t,Rd} = 6 \times (0,9 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{Mb} = (6 \times (0,9 \times 500 \times 459) / 1,25) \times 10^{-3} = 991,44 \text{ KN}$$

Resistenza della zona compressa:

$$F_{c,Rd} = (f_{jd} \times A_c) = 31,73 \times 360 \times 10^{-3} = 902,40 \text{ KN}$$

$$A_c = 360 \text{ mm} \times 79 \text{ mm}$$

$$C-T = N_{Ed}$$

$$C=T+ N_{Ed}=991,44 \text{ KN} + 15 \text{ KN} = 1006,44 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = T \times Z_T + C \times Z_C = 991,44 \times 0,150 + 1006,44 \times 0,300 = 450,65 \text{ KN} > M_{Ed}$$

### Verifica a flessione piastre

Momento sollecitante indotto dai tirafondi:

$$M_{Ed} = F_{t,Rd} \times d = 29,74 \text{ KNm}$$

Spessore della piastra:

$$t = 35 \text{ mm}$$

Momento resistente:

$$M_{Rd} = (f_y \times W_{el}) / \gamma_{M0} = (235 \times 163 \times 10^3) / 1,05 = 36,55 \text{ KNm} > M_{Ed}$$

Lunghezza di ancoraggio dei tirafondi:

$$f_{bd} = 2,25 \times f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 2,91 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,94 \text{ N/mm}^2$$

$$l = F_{T,Rd} / (\pi \times \phi \times f_{bd}) = 165235 / (3,14 \times 27 \times 2,91) = 669 \text{ mm}$$

Si considera a favore di sicurezza una lunghezza di ancoraggio pari a 850 mm.

### **13. STRUTTURA IN C.A. A SOSTEGNO DELLO SGRIGLIATORE**

#### **13.1 PREMESSA**

Il seguente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica come previsto al § 10.1 del Decreto ministeriale (infrastrutture) 14 gennaio 2008 : “Norme Tecniche per le Costruzioni” di seguito denominato NTC08.

Il calcolo è stato eseguito mediante il software JASP.

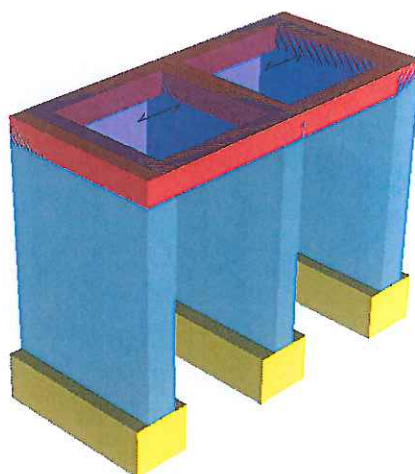
#### **13.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA.**

L'edificio in oggetto, ubicato nel comune di Merone (CO) alla latitudine 45.788128° e alla longitudine

9.245167°, si trova a 284m sul livello del mare e dista dalla costa 155km. Si sviluppa per 1 piano fuori terra. In pianta ha le seguenti dimensioni 6.40m × 3.50m . L'altezza di calcolo è 4.85m.

Nelle Figure 1 e 2 sono riportate due viste prospettiche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.

Figura 3 – vista struttura n. 1 Cono ottico con vertice (-11.11m, -16.13m, 16.3m) e bisettrice passante per il punto (7.52m, 2.5m, 1.09m)



La struttura è interamente in calcestruzzo armato, a telaio spaziale con solaio in laterocemento. Lo scheletro portante è costituito da:

Travi: Elementi con una dimensione prevalente, in genere posizionati orizzontalmente ed appartenenti ad un solo piano e sottoposti a flessione semplice e taglio.

Travi di fondazione: Elementi con una dimensione prevalente ipotizzati su suolo elastico e in genere sottoposti a flessione semplice e taglio.

Bielle: Elementi con una dimensione prevalente incernierati all'estremità, sottoposti a sforzo normale ed eventualmente a flessione e taglio dovuti al peso proprio.

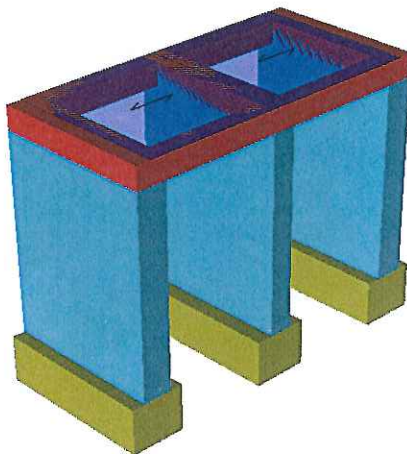
Solai controventati : Solai la cui rigidezza membranale è modellata con bielle.

Pareti duttili : Pareti come definite al §7.4.3.1 modellate con modello WMCs<sup>1</sup>, ovvero pilastro e 4 link rigidi.

---

<sup>1</sup> Beyer-Dazio-Priestley, "Seismic design of torsionally eccentric buildings with U-shaped RC walls", 2008, par.2.3.1, pag.17 - IUSS Press Pavia

Figura 4 – vista struttura n. 2 Cono ottico con vertice (26.16m, 1.13m, 16.3m) e bisettrice passante per il punto (7.52m, 2.5m, 1.09m)



### 13.3 RIFERIMENTI LEGISLATIVI

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare alle seguenti norme:

- Legge 05/11/1971, n.1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge 02/02/74, n.64, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- Decreto ministeriale (infrastrutture) del 14/01/2008, “Norme tecniche per le costruzioni” (di seguito NTC08) e relative “Istruzioni per l'applicazione”, Circolare ministeriale 617 del 2/2/2009 (di seguito CNTC08)

Inoltre si è tenuto presente delle seguenti referenze tecniche:

- Eurocodice 2: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo” Novembre 2005. Norma UNI EN 1992 (di seguito EC2-2005)
- Eurocodice 8: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” Marzo 2005. Norma UNI EN 1998 (di seguito EC8-2005)

### 13.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi numerica è condotta col metodo degli spostamenti ipotizzando un comportamento elastico-lineare degli elementi. È quindi utilizzata la tecnica degli elementi finiti connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema sono gli spostamenti dei nodi (6 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento globale, unico per tutti i componenti.

Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze concentrate nei nodi:

$$K \cdot u = F \quad (4.1)$$

in cui:

$K$  = matrice di rigidezza della struttura  $u$  = vettore spostamenti nodali

$F$  = vettore forze nodali

La risoluzione numerica del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky .

Ottenuti gli spostamenti vengono calcolate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite al sistema di riferimento locale dell'elemento stesso.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema strutturale sono:

- Beam: Elemento con una dimensione prevalente che unisce due punti dello spazio. Utilizzato per travi , pilastri e pareti duttili. Il modello adottato è quello di Timoshenko.
- Beam di Winkler: Beam su suolo elastico. Utilizzato per travi di fondazioni. Il modello adottato è quello di
- Eulero-Bernoulli su suolo elastico continuo.
- Biella: Beam incernierato all'estremità. Utilizzata per modellare il comportamento membranale dei solai.

Per la presente relazione il sistema di riferimento globale è orientato con l'asse  $z$  verso l'alto. Il sistema di riferimento delle aste ha l'origine nel primo nodo dell'asta, gli assi  $x$  e  $y$  coincidenti con gli assi della sezione e l'asse  $z$  orientato come l'asta. Le rotazioni sono considerate positive se concorde con gli assi vettori.

L'analisi sismica è di tipo dinamica lineare (§7.3.3.1 NTC08) con masse concentrate sui nodi.

Nell'analisi sismica SLV le non linearità geometriche (effetti  $P-\Delta$ ) sono prese in conto attraverso il fattore  $\theta$ , come prescritto dai §§7.3.1 e 7.3.3.3 NTC08

---

<sup>2</sup> Alberto Carpinteri, "Calcolo automatico delle strutture", 1997, par.4.1, pag.61 - Pitagora Editrice Bologna

### 13.5 ANALISI DINAMICA

I modi di vibrare della struttura sono calcolati mediante soluzione dell'equazione matriciale:  $[K-$

$$\lambda M]\psi = 0 \quad (4.2)$$

Dove:

$\psi$  = autovettore  $\lambda$  = autovalore

$M$  = matrice delle masse

$K$  = matrice delle rigidezze

Gli spostamenti dell'i-esimo modo hanno la forma:

$$u_i(t) = \psi_i p_i \sin(\omega_i t + \phi_i)$$

con:

$$\omega^2 = \lambda$$

$\phi$  = fase

$p$  = ampiezza (scalare)

$t$  = tempo (variabile indipendente)

La (4.2) è risolta con il metodo di interazione nel sottospazio abbinato al metodo di Jacobi generalizzato<sup>3</sup>.

Per la costruzione della matrice  $M$  le masse sono considerate concentrate nei nodi e sono trascurate le masse rotazionali.

#### Calcolo sollecitazioni modali <sup>4</sup>

Per ogni autovalore  $\lambda_i$  esistono infiniti autovettori  $\psi_i$  proporzionali tra loro.

Nel seguito ci si riferisce alla forma  $\psi_i$  ortonormalizzata ad 1 con  $M$ , ovvero che verifica la:

$$\psi_i^T M \psi_i = 1$$

La matrice diagonale  $M$  può essere scritta come:

$$M = M_x + M_y + M_z$$

dove:  $M_x$  [  $M_y$ ,  $M_z$  ] è la matrice delle sole masse traslazionali lungo x [lungo y, lungo z] Si definisce il vettore

$$m_x = M_x \mu$$

dove  $\mu$  è vettore con tutti elementi 1 e lunghezza pari alla dimensione della matrice  $M$  Si definisce

<sup>3</sup> Bathe-Wilson, "Numerical Methods in Finite Element Analysis", 1976, §12.3 – Prentice-Hall

<sup>4</sup> Paolo Rugarli, "Analisi modale ragionata", 2005, §9.1, - EPC Libri



fattore di partecipazione modale lo scalare:

$$L_{iX} = \psi_i^T m_X \quad (4.3)$$

Si può definire lo scalare:

$$p_{iX} = S_X(T_i, \xi) L_{iX} / \lambda_i \quad (4.4)$$

dove:

$T_i = 2\pi / \omega_i$  = periodo del modo i

La funzione  $S_X(T, \xi)$  è lo spettro di progetto in accelerazione del sisma x. (§ 3.2.3.2 NTC08)

Il vettore degli spostamenti massimi dovuti all'eccitazione del modo i da parte del sisma x è calcolato con:

$u_{iX \max} = p_{iX} \psi_i$  (4.5) Nei tabulati di Jasp, per il modo i-esimo, sono riportate:

- le sollecitazioni calcolate a partire da spostamenti pari a  $\psi_i$  (espresso in metri)
- la tabella dei coefficienti  $p_{iX}$  denominati “coefficienti di amplificazione modali”. La quota di massa partecipante del modo i al sisma x è lo scalare:

$$s_{iX} = L_{iX}^2 / (\mu^T m_X) \quad (4.6)$$

dove:  $\mu^T m_X$  è la somma delle masse sismiche per il sisma x.

Per la combinazione degli effetti riguardanti i singoli modi si utilizza la combinazione quadratica completa come indicato nelle espressioni (7.3.3) e (7.3.4) delle NTC08.

Gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa sono calcolati mediante l'analisi statica come indicato nel § 7.3.3.1 delle NTC08.

### 13.6 VERIFICA DELLE SEZIONI

La verifica delle sezioni è svolta in conformità con il §4.1NTC08 (Costruzioni in calcestruzzo) e §7.4NTC-08 (Progettazione per azioni sismiche - Costruzioni in calcestruzzo).

La simbologia utilizzata, ove non espressamente indicato, si riferisce ai suddetti paragrafi delle NTC08.

#### Verifica Stato Limite Ultimo

Per la verifica allo stato limite ultimo i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  adottati sono: (§4.1.2.1.2.2 NTC08)

- calcestruzzo: Modello parabola-rettangolo. Figura 4.1.1(a) NTC08
- acciaio: Modello elastico-perfettamente plastico indefinito. Figura 4.1.2(b) NTC08

La verifica a pressoflessione deviata è effettuata mediante

$$\text{l'espressione: } [(M_x/M_{R_x})^\alpha + (M_y/M_{R_y})^\alpha] \leq 1 \quad (4.1.10)$$

NTC08

L'esponente  $\alpha$  è calcolato secondo quanto indicato al §5.8.9 EC2-2005. Il minimo valore di  $\alpha$  è posto ad 1,5 come indicato da diversi autori<sup>56</sup>.

Per il calcolo dei momenti resistenti  $M_{R_x}$  ed  $M_{R_y}$  dall'armatura longitudinale della sezione viene sottratta l'armatura necessaria alla verifica a torsione.

Le verifiche a torsione e a taglio biassiale sono effettuate con il metodo del traliccio ad inclinazione variabile imponendo:

$$1 \leq \text{ctg}(\theta) \leq 2,5 \quad (5.1)$$

La verifica del calcestruzzo è effettuata (a vantaggio di sicurezza) mediante

$$\text{l'espressione: } (V_{Edx}/V_{Rcdx} + V_{Edy}/V_{Rcdy} + M_t/T_{Rcd}) \leq 1 \quad (5.2)$$

Dove  $M_t$  = momento torcente.

La verifica dell'armatura a taglio (staffe) è eseguita considerando l'area di acciaio al netto dell'area necessaria alla verifica a torsione ed avviene, a vantaggio di sicurezza, utilizzando la formula:

$$[(V_{Edx}/V_{Rsdx})^2 + (V_{Edy}/V_{Rsdy})^2] \leq 1 \quad (5.3)$$

Ogni sezione (per travi, pilastri e pareti) è verificata per la presenza contemporanea delle sei sollecitazioni ( $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $V_x$ ,  $V_y$ ,  $M_t$ )

Le verifiche agli SLU delle pareti sono effettuate come indicato nel §7.4.4.5.1 NTC08

### 13.7 VERIFICA STATO LIMITE TENSIONE DI ESERCIZIO

Le verifiche delle tensioni di esercizio sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.5 NTC-08.

La verifica è effettuata, per tutte le sezioni (travi, pilastri e pareti), a pressoflessione deviata (presenza contemporanea di  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ) con l'espressione<sup>7</sup>:

$$|M_x/M_{ax}| + |M_y/M_{ay}| \leq 1 \quad (5.4)$$

dove:

$M_{ax}$  = Momento  $M_x$  ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale  $N$

<sup>5</sup> Cosenza-Manfredi-Pecce, "Strutture in cemento armato", 2008, §4.5, pag.165 – Editore Hoepli

<sup>6</sup> Aurelio Ghersi, "Il cemento Armato", 2010, Cap.10 par.10, pag.324 - Dario Flaccovio Editore

<sup>7</sup> Aurelio Ghersi, "Il cemento Armato", 2010

$M_{ay}$  = Momento  $M_y$  ammissibile a pressoflessione retta con sforzo normale  $N$

### Verifica Stato Limite di Fessurazione

Le verifiche dello stato limite di fessurazione sono fatte in conformità con il §4.1.2.2.4 NTC08. Si è scelto quindi, conformemente con quanto suggerito dalla CNTC08 §4.1.2.2.4, di far riferimento al D.M. 9 gennaio 1996 e al punto B.6 della Circolare Min. LL.PP 252 del 15/10/1996.

Per ogni lato della sezione è calcolato, considerando una tensoflessione retta, l'apertura della fessura con l'espressione:

$$w_d = 1,7 w_m = 1,7 \Delta_{sm} \varepsilon_{sm} \quad (5.5)$$

I valori così calcolati sono confrontati con i valori nominali ricavati dalla tabella 4.1.IV NTC08.

In aggiunta alle verifiche a tensoflessione retta viene effettuata la verifica a fessurazione a tensoflessione deviata procedendo in questo modo:

- Si sceglie il valore  $\Delta_{sm}$  che corrisponde alla massima fessurazione a tensoflessione semplice.
- Si ricava  $\varepsilon_{sm}$  dalla (5.5) ponendo  $w_d$  pari al valore nominale ammissibile.
- Si ricava  $\sigma_s$  dall'equazione:  $\varepsilon_{sm} = \sigma_s (1 - \beta_1 \beta_2 \beta^2) / E_s$

(CM LL.PP 252 del 15/10/1996 §B.6.6.3.(b))

- Nota la  $\sigma_s$  si procede alla verifica con la formula  $|M_x/M_{ax}| + |M_y/M_{ay}| \leq 1$

## **13.8 VERIFICA STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE**

Le verifiche allo stato limite di deformazione sono realizzate secondo quanto indicato §C4.1.2.2.2 della CNTC. In particolare il calcolo della deformazione flessionale delle travi è effettuato mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo.

Il modulo elastico del calcestruzzo  $E_{eff}$  è calcolato tenendo conto degli effetti della viscosità secondo l'espressione:

$$E_{eff} = E_{cm} / [1 + \varphi(\infty, t_0)] \quad (7.20 \text{ EC2-2005})$$

Dove:

$\varphi(\infty, t_0)$  è calcolato mediante la tabella 11.2.VII delle NTC e con  $t_0 = 30$  giorni.

$E_{cm}$  = Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo calcolato con la (11.2.5) delle NTC08.

L'inerzia delle sezioni parzialmente fessurate è calcolata con la formula (C4.1.11) della CNTC08. Le sezioni interamente fessurate sono omogenizzate con  $n=15$ .

### Elementi secondari

Gli elementi strutturali considerati secondari sono inseriti nel modello ed armati in base ai risultati del calcolo<sup>8</sup>, rispettando così le verifiche di congruenza.

Il contributo della rigidezza degli elementi secondari, che per il §7.2.3 deve essere inferiore al 15% , è calcolato

con la formula:

$$C_s = S_p / S_t - 1 \quad (5.6)$$

Dove :

$C_s$  = contributo alla rigidezza degli elementi secondari.

$S_p$  = spostamento medio d'impalcato considerando i soli elementi principali, eliminando cioè gli elementi secondari moltiplicandone il modulo di elasticità per 0.001

$S_t$  = spostamento medio dell'impalcato tenendo conto di tutti gli elementi.

Per la verifica di linearità per le combinazioni di carico agli SLU, previste dal §C7.2.3 (CNTC-08) in alternativa alla prescrizioni del cap. 7 NTC08, si utilizzano i diagrammi  $\sigma/\varepsilon$  bilineari dell'acciaio (fig. 4.1.2 (b) NTC08) e del calcestruzzo (fig. 4.1.1 (b) NTC08). Si impone quindi, utilizzando il modello lineare del calcestruzzo non resistente a trazione,  $\sigma_c \leq f_{cd}$ ;  $\sigma_s \leq f_{yd}$  ;  $n = (f_{yd} \cdot \varepsilon_{c3}) / (f_{cd} \cdot \varepsilon_{yd})$ .

### **13.9 COMBINAZIONE DI CARICO**

Tutte le combinazioni di carico adottate per le verifiche ed i relativi coefficienti sono indicate nei tabulati prodotti dal software.

La pressione del terreno di fondazione è calcolata con i coefficienti parziali A1 (§6.2.3.1.1 NTC08).

Origine e caratteristiche del software di calcolo

Per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche delle sezioni si è utilizzato il software Jasp<sup>®</sup> versione freeware 3.7.40, distribuito da Ingegnerianet srl (P.IVA e CF 06536761213).

Il software è orientato all'analisi degli edifici multipiano in calcestruzzo armato. L'individuazione dei nodi nello spazio avviene con il sistema fili-piani. I fili o montanti sono individuati dalle coordinate (x,y) e indicano le rette verticali lungo le quali vengono disposti i pilastri. I piani sono individuati dalla loro quota z e specificano gli orizzontamenti in cui sono disposte le travi.

---

<sup>8</sup> Aurelio Ghersi - Pietro Lenza, "Edifici antisismici in cemento armato", 2009, Cap.6 par.4.3, pag.172 - Dario Flaccovio Editore

---

ALLEGATI tabulati

## Dati generali

## Dati generali struttura

Comune	Merone
Provincia	Como (CO)
Latitudine [°]	45.788128
Longitudine [°]	9.245167
Altitudine [m]	284
Tipo di opera	Ordinaria
Vita nominale anni	50

## Vento

Zona vento	1
Distanza dalla costa [Km]	154.99
Periodo di ritorno [anni]	50
Pressione di riferimento [N/m <sup>2</sup> ]	390.91
Classe rugosità	C
Area con ostacoli diffusi	
Categoria esposizione	III
Coefficiente topografico	1
Coefficiente dinamico	1

## Zona neve

Periodo di ritorno [anni]	50
Neve al suolo qsk [N/m <sup>2</sup> ]	601.5
Topografia	Normale
Coefficiente topografia	1
Coefficiente termico	1

## Sisma

Zona sisma	4
Classe Uso	II

---



Affollamento	normale
Periodo di riferimento [anni]	50
Categoria Sottosuolo	E
Categoria Topografica	T1
Pianeggiante	( $i < 15^\circ$ )
Fattore di struttura	
Duttilità	B: Bassa duttilità
Regolarità altezza	Regolare
Regolarità in pianta	Regolare
Tipologia dir X	Più di 2 pareti non accoppiate
Fattore di struttura $q_x$	3
Tipologia dir Y	2 pareti non accoppiate
Fattore di struttura $q_y$	3
Smorzamento viscoso $\xi$ [%]	5

Gerarchia resistenza: Fattori di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$

Fondazioni:	1.1
Taglio-Momento Travi	1
Taglio-Momento Pilastri	1.1
Gerarchia Trave-Pilastro	1.1

Sisma: Parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$

Stato Limite	Pvr[%]	Tr	$a_g/g$	$F_0$	$T_c^*[s]$
SLO	81	30.10	0.01819	2.579	0.1601
SLD	63	50.28	0.02	2.56	0.18
SLV	10	474.5	0.04	2.64	0.28
SLC	5	974.7	0.05837	2.676	0.2999

Spettri di progetto

	direzione				direzione				direzione			
T [s]	SLO	SLD	SLV	SLC	SLO	SLD	SLV	SLC	SLO	SLD	SLV	SLC
0.00	0.029	0.036	0.076	0.093	0.029	0.036	0.076	0.093	0.003	0.004	0.014	0.019
0.05	0.047	0.057	0.074	0.090	0.047	0.057	0.074	0.090	0.008	0.012	0.025	0.034
0.10	0.065	0.078	0.071	0.088	0.065	0.078	0.071	0.088	0.008	0.012	0.025	0.034
0.15	0.075	0.094	0.069	0.085	0.075	0.094	0.069	0.085	0.008	0.012	0.025	0.034
0.20	0.075	0.094	0.067	0.083	0.075	0.094	0.067	0.083	0.006	0.009	0.018	0.025
0.25	0.075	0.094	0.067	0.083	0.075	0.094	0.067	0.083	0.005	0.007	0.015	0.020
0.30	0.075	0.094	0.067	0.083	0.075	0.094	0.067	0.083	0.004	0.006	0.012	0.017
0.35	0.075	0.094	0.067	0.083	0.075	0.094	0.067	0.083	0.003	0.005	0.010	0.014
0.40	0.071	0.094	0.067	0.083	0.071	0.094	0.067	0.083	0.003	0.004	0.009	0.012
0.45	0.063	0.087	0.067	0.083	0.063	0.087	0.067	0.083	0.002	0.004	0.009	0.011
0.50	0.057	0.078	0.067	0.083	0.057	0.078	0.067	0.083	0.002	0.003	0.009	0.011
0.60	0.048	0.065	0.060	0.077	0.048	0.065	0.060	0.077	0.002	0.003	0.009	0.011
0.70	0.041	0.056	0.051	0.066	0.041	0.056	0.051	0.066	0.001	0.002	0.009	0.011

0.80	0.036	0.049	0.045	0.058	0.036	0.049	0.045	0.058	0.001	0.002	0.009	0.011
0.90	0.032	0.043	0.040	0.051	0.032	0.043	0.040	0.051	0.001	0.002	0.009	0.011
1.00	0.028	0.039	0.036	0.046	0.028	0.039	0.036	0.046	0.001	0.001	0.009	0.011
2.00	0.012	0.016	0.016	0.021	0.012	0.016	0.016	0.021	0.000	0.000	0.009	0.011
3.00	0.005	0.007	0.009	0.011	0.005	0.007	0.009	0.011	0.000	0.000	0.009	0.011
4.00	0.003	0.004	0.009	0.011	0.003	0.004	0.009	0.011	0.000	0.000	0.009	0.011

### Carico Termico

Δ temp. travi elevaz. e pilastri 15 °C Δ temp. travi fondazione 0 °C

### Opzioni di calcolo

g per il calcolo della forza peso 9.8066 m/s²

Deformabilità a taglio per travi e pilastri SI

### Archivi

#### Archivio Pannelli

N	descr.	Massa propria [kg/m²]	Sovr. Perm. [kg/m²]	Sovr. acc. [kg/m²]	Socr. acc. Uso	Neve	Rigidezza H cls [cm]
3	Solaio	1250	530	200	10) Copert		0

#### Archivio Carichi concentrati(carichi dovuti allo sgrigliatore)

N	descrizione	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Massa Fz	Mx [Nm]	My [Nm]	Mz [Nm]	Condiz. carico
2	N1	0	0	35000	NO	0	0	0	2) caric. perm
3	N2	0	0	35000	NO	0	0	0	2) caric. perm
4	N3	0	0	20000	NO	0	0	0	2) caric. perm
5	N4	0	0	20000	NO	0	0	0	2) caric. perm

#### Azioni di carico

N	Descrizione	Descrizione estesa	Tipo	Cat.	γ	ψ0	ψ1	ψ2
1	peso. prop	Peso proprio	G1		1.3	1	1	1
2	caric. perm	Carichi permanenti elementi non strutturali	G2		1.5	1	1	1
3	Resid	Ambienti ad uso residenziale	Q	A	1.5	0.7	0.5	0.3
4	Uffici	Uffici	Q	B	1.5	0.7	0.5	0.3
5	Affol.	Ambienti suscettibili di affollamento	Q	C	1.5	0.7	0.7	0.6
6	Comm.	Ambienti ad uso commerciale	Q	D	1.5	0.7	0.7	0.6
7	Depos. Bibli.	Biblioteche, depositi, ecc..	Q	E	1.5	1	0.9	0.8
8	Park. <3t	Parcheggi auto < 30000N	Q	F	1.5	0.7	0.7	0.6
9	Park. >3t	Parcheggi autoveicoli > 30000N	Q	G	1.5	0.7	0.5	0.3
10	Copert	Coperture e sottotetti	Q	H	1.5	0	0	0
11	Vento X	Vento X	Q		1.5	0.6	0.2	0
12	Vento Y	Vento Y	Q		1.5	0.6	0.2	0
13	Neve <1km	Neve (a quota ≤ 1000m s.l.m.)	Q		1.5	0.5	0.2	0
14	Neve >1km	Neve (a quota > 1000m s.l.m.)	Q		1.5	0.7	0.5	0.2
15	Term.	Variazioni termiche	Q		1.5	0.6	0.5	0
16	Sisma X	Sisma X	E					
17	Ecc.Y Sism.X	Ecc.Y Sism.X	E					
18	Sisma Y	Sisma Y	E					
19	Ecc.X Sism.Y	Ecc.X Sism.Y	E					
20	Sisma Z	Sisma Z	E					

#### Calcestruzzo

N	Descrizione	Rck [N/mm²]	fck [N/mm²]	Rig.Tors. [%]
3	C28/35	35	28	5
4	C32/40	40	32	5

### Materiale generico

N	Descrizione	Tipo	E [N/mm²]	C.Pois	Densità [kg/m³]	C. Dil. Term. [10 <sup>-6</sup> /°C]	Rigid. Tors [%]
3	C28/35	cls	32308	0.2	2500	12	5
4	C32/40	cls	33346	0.2	2500	12	5

### Acciaio tondini

N	descrizione	f <sub>yk</sub> [N/mm²]	f <sub>uk</sub> [N/mm²]
1	B450C	450	540

### Sezioni rettangolari

N	Descrizione	Base [m]	Altezza [m]
6	R 65x50	0.65	0.5
7	R 50x50	0.5	0.5
8	R 50x40	0.4	0.5
9	R 120x100	1.2	1

### Sezioni Geometriche generiche

N	Descrizione	Tipo	I <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	area [cm²]	χ <sub>x</sub>	χ <sub>y</sub>
6	R 65x50	Y	677083	1144271	3250	1.2	1.2
7	R 50x50	Y	520833	520833	2500	1.2	1.2
8	R 50x40	Y	416667	266667	2000	1.2	1.2
9	R 120x100	Y	10000000	14400000	12000	1.2	1.2

### Archivio vincoli

N	descrizione	sx	sy	sz	rx	ry	rz
1	incastro	0	0	0	0	0	0
2	libero	libero	libero	libero	libero	libero	libero
3	cerniera	0	0	0	libero	libero	libero
4	S <sub>x</sub> =0;S <sub>y</sub> =0	0	0	libero	libero	libero	libero

### Criteri progetto

N	Descrizione	acciaio	%E Materiale	Tipo Elemento	Parametri Generali	Parametri Travi	Parametri Pilastr	Opzioni Verifiche
1	default	B450C	100	Principale	1) param. Gen	1) opz.Trav	1) opz.Pil	1) default
2	fond	B450C	100	Principale	1) param. Gen	2) trav Fond	1) opz.Pil	1) default

### Parametri generali criteri di progetto

N	Descrizione	Condiz. ambient.	coprif. [mm]	Ø st. [mm]	passo St. max [m]	Ø <sub>1</sub> [mm]	Ø <sub>2</sub> [mm]	k <sub>1</sub> intraFe	intraFe min [mm]	intra St. min [mm]	L. max. tond.[m]
1	param. Gen	Ordinarie	20	8	0.334	14	18	1	20	40	12

### Parametri progetto travi

N	Descrizione	Larg. max. staffe [cm]	Dist. max. Tond. Inf.[cm]	Dist. max. Tond. Sup.[cm]	Dist. max. Tond. Lat.[cm]	Ripresa	K.unif. Monconi
1	opz.Trav	60	15	15	25	Centrale	2.25
2	trav Fond	60	30	30	50	Centrale	2.25

### Parametri progetto pareti

N	Descrizione	Ø staffe nodo [mm]	Dist. Max. Tond. Lato corto [cm]	Dist. Max. Tond. Lato lungo [cm]
1	opz.Pil	8	30	30



## Opzioni Verifiche

n	descrizione	SLU	SLU zona Lineare	SLU ali Wink	instab.	SLE Tens	SLE fess.	SLE Def	SLE Spost.	Ripresa	Min da Criteri	Geom §4.1.6	Geom §7.4.6	Ger. V-M	Ger. Tra-Pil	Geom Nodo	Resist. Nodo	k NM	k Taglio	k Mt
1	default	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto	auto

## Sezioni Beam

N	descrizione	sezione	materiale	Criterio Progetto	k.Wink. [N/cm³]	L.impr. [m]	kw Trasv./kw	kw Ass./kw
7	R50X50	7) R 50x50	4) C32/40	1) default	0	0	0.1	1
8	R120X100	9) R 120x100	4) C32/40	1) default	20	4	0.1	1
9	R65x50	6) R 65x50	4) C32/40	1) default	0	0	0.1	1

## Sezioni pareti

N	descrizione	spessore [m]	materiale	Criterio Progetto	tipo	Parametri Parete
2	s65	0.65	4) C32/40	1) default	Duttile	1) crit.Parete Elev
3	s50	0.5	4) C32/40	1) default	Duttile	1) crit.Parete Elev

## Struttura

### Fili

N	x [m]	y [m]
1	0	0
2	4.32	0
3	7.52	0
4	10.72	0
5	15.05	0
6	6.37	1
7	8.67	1
8	6.37	2.5
9	8.67	2.5
10	4.32	3.5
11	7.52	3.5
12	10.72	3.5
13	0	5
14	15.05	5
15	4.32	1.75
16	7.52	1.75
17	10.72	1.75

## Piani

N	z [m]	Esteso
0	0	SI
1	4.85	SI

## Nodi

Piano	N	Δz [m]	Vincolo
0	2	0	4) Sx=0; Sy=0
0	3	0	4) Sx=0; Sy=0
0	4	0	4) Sx=0; Sy=0
0	10	0	4) Sx=0; Sy=0
0	11	0	4) Sx=0; Sy=0
0	12	0	4) Sx=0; Sy=0

## Travi

Piano	N	Filo Ini	Filo Fin	Piano Fin	rotaz [°]	Sezione beam
0	1	2	10	0	0	8) R120X100
0	2	3	11	0	0	8) R120X100
0	3	4	12	0	0	8) R120X100
1	1	2	10	1	0	9) R65x50
1	2	3	11	1	0	7) R50X50
1	3	4	12	1	0	9) R65x50
1	4	2	4	1	0	6) R50X40
1	5	10	12	1	0	6) R50X40

## Pareti

Piano	N	Piano Inf	Filo Ini	Filo Fin	Sezione	Di Fond	lw [m]	Angolo [°]	Filo centr
1	1	0	2	10	2) s65	NO	3.5	0	15
1	2	0	3	11	3) s50	NO	3.5	0	16
1	3	0	4	12	2) s65	NO	3.5	0	17

## Carichi

### Solai

Piano	N	Tipo Pannello	trave Ini	trave Fin	angolo [°]	Area [m²]
1	1	3) Solaio	1	2	0	11.2
1	2	3) Solaio	2	3	0	11.2

## Dati riassuntivi per piano

Piano	z min [m]	z max [m]	Travi elevaz.	Travi Winkler	Pilastr	Eccentr. Sismica	Solai [m²]	Balconi [m²]	Tompagni [m²]
0	0.00	0.00	0	3	0	SI	0.00	0.00	0.00
1	4.85	4.85	5	0	0	SI	22.40	0.00	0.00

## Parametri di calcolo

### Opzioni di calcolo

calcolo sismico:	Dinamica
Somma azioni sismiche:	Inviluppo
Combinazione modi:	Quadratica completa (CQC)
Effetto P-Δ:	Automatico

## Accelerazioni analisi sismica statica equivalente

Calcolo periodi principali:	Autovalori
Periodo principale X:	0.25146 s
Periodo principale Y:	0.32332 s
Orizzontamenti:	I
Acc X SLV [g]	0.067584
Acc Y SLV [g]	0.067584
Acc Z SLV [g]	0.024987
Acc X SLD $\eta=2/3$ [g]	0.062805
Acc Y SLD $\eta=2/3$ [g]	0.062805
Acc Z SLD $\eta=2/3$ [g]	0.0080366
Acc X SLD $\eta=1$ [g]	0.094208

Acc Y SLD $\eta=1$ [g]	0.094208
Acc Z SLD $\eta=1$ [g]	0.012055
Acc X SLO [g]	0.075078
Acc Y SLO [g]	0.075078
Acc Z SLO [g]	0.0085446

### Famiglie combinazioni di carico e verifiche

N	descrizione	SLU	Deform.	Fessur.	Tens. Eserc.	Spost. Sismici	Gerarch. Resist.
1	Fondamentale	SI	-	-	-	-	-
2	Rara.	-	-	-	SI	-	-
3	Frequente	-	-	SI	-	-	-
4	Quasi Perm.	-	SI	SI	SI	-	SI
5	Sismica SLV	SI	-	-	-	-	SI
6	Sisma SLD $\eta=2/3$	NO	-	-	-	-	-
7	Sisma SLD $\eta=1$	-	-	-	-	SI	-
8	Sismica SLO	-	-	-	-	NO	-
9	Permanente	-	-	-	-	-	SI

### Combinazioni di carico

	Comb.	Coefficienti Azioni											
Fam. comb.	N°	peso. prop	caric. perm	Copert	Vento X	Vento Y	Term.	Sisma X	Ecc.Y Sism.X	Sisma Y	Ecc.X Sism.Y	Segno Ned Sism	Cmb. Gemella
1	1	1.3	1.5	1.5	0.9	0	0.9	0	0	0	0		
1	2	1.3	1.5	1.5	0	0.9	0.9	0	0	0	0		
1	3	1.3	1.5	1.5	0	-0.9	0.9	0	0	0	0		
1	4	1.3	1.5	1.5	-0.9	0	0.9	0	0	0	0		
1	5	1.3	1.5	1.5	0.9	0	-0.9	0	0	0	0		
1	6	1.3	1.5	1.5	0	0.9	-0.9	0	0	0	0		
1	7	1.3	1.5	1.5	0	-0.9	-0.9	0	0	0	0		
1	8	1.3	1.5	1.5	-0.9	0	-0.9	0	0	0	0		
1	9	1.3	1.5	0	1.5	0	0.9	0	0	0	0		
1	10	1.3	1.5	0	0	1.5	0.9	0	0	0	0		
1	11	1.3	1.5	0	0	-1.5	0.9	0	0	0	0		
1	12	1.3	1.5	0	-1.5	0	0.9	0	0	0	0		
1	13	1.3	1.5	0	1.5	0	-0.9	0	0	0	0		
1	14	1.3	1.5	0	0	1.5	-0.9	0	0	0	0		
1	15	1.3	1.5	0	0	-1.5	-0.9	0	0	0	0		
1	16	1.3	1.5	0	-1.5	0	-0.9	0	0	0	0		
1	17	1.3	1.5	0	0.9	0	1.5	0	0	0	0		
1	18	1.3	1.5	0	0	0.9	1.5	0	0	0	0		
1	19	1.3	1.5	0	0	-0.9	1.5	0	0	0	0		
1	20	1.3	1.5	0	-0.9	0	1.5	0	0	0	0		
1	21	1.3	1.5	0	0.9	0	-1.5	0	0	0	0		
1	22	1.3	1.5	0	0	0.9	-1.5	0	0	0	0		
1	23	1.3	1.5	0	0	-0.9	-1.5	0	0	0	0		
1	24	1.3	1.5	0	-0.9	0	-1.5	0	0	0	0		
2	1	1	1	1	0.6	0	0.6	0	0	0	0		
2	2	1	1	1	0	0.6	0.6	0	0	0	0		
2	3	1	1	1	0	-0.6	0.6	0	0	0	0		
2	4	1	1	1	-0.6	0	0.6	0	0	0	0		
2	5	1	1	1	0.6	0	-0.6	0	0	0	0		
2	6	1	1	1	0	0.6	-0.6	0	0	0	0		
2	7	1	1	1	0	-0.6	-0.6	0	0	0	0		
2	8	1	1	1	-0.6	0	-0.6	0	0	0	0		
2	9	1	1	0	1	0	0.6	0	0	0	0		
2	10	1	1	0	0	1	0.6	0	0	0	0		
2	11	1	1	0	0	-1	0.6	0	0	0	0		
2	12	1	1	0	-1	0	0.6	0	0	0	0		
2	13	1	1	0	1	0	-0.6	0	0	0	0		
2	14	1	1	0	0	1	-0.6	0	0	0	0		
2	15	1	1	0	0	-1	-0.6	0	0	0	0		

2	16	1	1	0	-1	0	-0.6	0	0	0	0	0		
2	17	1	1	0	0.6	0	1	0	0	0	0	0		
2	18	1	1	0	0	0.6	1	0	0	0	0	0		
2	19	1	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0		
2	20	1	1	0	-0.6	0	1	0	0	0	0	0		
2	21	1	1	0	0.6	0	-1	0	0	0	0	0		
2	22	1	1	0	0	0.6	-1	0	0	0	0	0		
2	23	1	1	0	0	-0.6	-1	0	0	0	0	0		
2	24	1	1	0	-0.6	0	-1	0	0	0	0	0		
3	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
3	2	1	1	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0		
3	3	1	1	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0		
3	4	1	1	0	0	-0.2	0	0	0	0	0	0		
3	5	1	1	0	-0.2	0	0	0	0	0	0	0		
3	6	1	1	0	0	0	0.5	0	0	0	0	0		
3	7	1	1	0	0	0	-0.5	0	0	0	0	0		
4	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
5	1	1	1	0	0	0	0	1	1	0.3	0.3	+	2	
5	2	1	1	0	0	0	0	1	1	0.3	0.3	-	1	
5	3	1	1	0	0	0	0	-1	-1	-0.3	-0.3	+	4	
5	4	1	1	0	0	0	0	-1	-1	-0.3	-0.3	-	3	
5	5	1	1	0	0	0	0	0.3	0.3	1	1	+	6	
5	6	1	1	0	0	0	0	0.3	0.3	1	1	-	5	
5	7	1	1	0	0	0	0	-0.3	-0.3	-1	-1	+	8	
5	8	1	1	0	0	0	0	-0.3	-0.3	-1	-1	-	7	
7	1	1	1	0	0	0	0	1	1	0.3	0.3	+	2	
7	2	1	1	0	0	0	0	1	1	0.3	0.3	-	1	
7	3	1	1	0	0	0	0	-1	-1	-0.3	-0.3	+	4	
7	4	1	1	0	0	0	0	-1	-1	-0.3	-0.3	-	3	
7	5	1	1	0	0	0	0	0.3	0.3	1	1	+	6	
7	6	1	1	0	0	0	0	0.3	0.3	1	1	-	5	
7	7	1	1	0	0	0	0	-0.3	-0.3	-1	-1	+	8	
7	8	1	1	0	0	0	0	-0.3	-0.3	-1	-1	-	7	
9	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0			

### Legenda

- Segno Ned Sism: Se specificato (campo non bianco), per ogni sezione di calcolo, le sollecitazioni prodotte dalle azioni sismiche sono sommate in modulo, con il segno che compare nella relativa colonna della tabella, tranne che per le sollecitazioni normali che sono sommate con il segno indicato della colonna "Segno Ned Sism".
- Cmb. Gemella : Il calcolo dei momenti resistenti di una sezione sottoposta ad una combinazione di carichi viene fatto, a vantaggio di sicurezza, tenendo conto anche della combinazione di carico gemella.

### Dati sismici SLV per piano

Piano	Massa Cmb. Q. Perm [kg]	Massa sism. [kg]	Sup. balc. e solai[m <sup>2</sup> ]	xG [m]	yG [m]	zG [m]	fx [N]	fy [N]	fx-ey [Nm]	fy-ex [Nm]
1	92341	92341	22.40	7.52	1.75	4.85	61.2k	61.2k	15.3k	46.1k

### Rigidezza per piano

Piano	esteso	Dim X [m]	Dim Y [m]	x Fy Tot Sup. [m]	y Fx Tot Sup. [m]	x Rig [m]	y Rig [m]	Rig.X [N/m]	Rig.Y [N/m]	Rig Rot [Nm]	r Min [m]	ls [m]	r/ls
0	SI	6.4	3.5	7.52	1.75	7.52	1.75		162G			2.11	
1	SI	6.4	3.5	7.52	1.75	7.52	1.75		36.0M			2.11	

## Effetto P-Δ

Sisma SLV	$\mu d$	$\theta$	$\theta \leq 0.2$	$k = 1/(1-\theta)$	k min	k calc
X	5.3717	0.015857 SI		1.0161	1	1
Y	5.3717	0.016287 SI		1.0166	1	1

## Modi Trovati

n	Descrizione	T [s]	sx [%]	sy [%]	sz [%]	Esatto	Scelto	Err.λ	Err.ψ
1	0.411s x35% y0% z0%	0.41084	35.448	2.4533E-31	1.7296E-37	SI	SI	2.4304E-16	7.6834E-11
2	0.342s x0% y33% z0%	0.34213	2.9113E-30	32.573	3.0817E-22	SI	SI	1.6854E-16	8.0609E-10
3	0.323s x0% y0% z0%	0.32332	5.112E-21	60.324	1.3333E-21	SI	SI	4.5154E-16	9.529E-10
4	0.251s x64% y0% z0%	0.25146	64.358	5.051E-21	1.7507E-22	SI	SI	7.2834E-16	1.377E-10
5	0.221s x0% y0% z0%	0.22062	1.681E	2.8004E-	1.529E-21	SI	NO	8.4103E-16	4.6155E-
6	0.101s x0% y0% z0%	0.10128	1.2242	1.9945E-	1.8834E-48	SI	NO	2.3629E-16	4.2368E-
7	0.069s x0% y0% z35%	0.06888	2.4963	2.6164E-	35.448	SI	NO	0	1.312E-10
8	0.066s x0% y0% z65%	0.06556	1.214E	2.9071E-	64.552	SI	NO	3.9611E-16	2.7285E-
9	0.063s x0.2% y0% z0%	0.06302	0.1937	6.6801E-	6.7473E-18	SI	NO	8.3262E-14	1.3859E-
10	0.061s x0% y0% z0%	0.06116	5.0671	1.1599E-	1.0855E-21	SI	NO	5.1712E-16	9.2325E-
12	0.012s x0% y0% z0%	0.01212	1.8975	1.2567E-	1.2675E-26	SI	NO	2.1248E-14	9.9646E-
13	0.01s x0% y2.9% z0%	0.00975	5.7529	2.8724	3.2081E-26	SI	NO	0	2.0548E-9
15	0.007s x0% y0% z0%	0.00731	3.4521	1.0364E-	1.2807E-20	SI	NO	7.9161E-12	2.6681E-9
16	0.004s x0% y0% z0%	0.00395	6.2082	3.8693E-	7.5719E-29	SI	NO	3.6968E-16	3.1059E-
19	0.002s x0% y0% z0%	0.00246	6.171E	0.0023374	8.3294E-25	SI	NO	3.3137E-13	1.8874E-9
21	0.002s x0% y0% z0%	0.00219	4.3973	3.4909E-	1.3605E-16	SI	NO	1.4173E-11	1.0087E-7
22	0.001s x0% y0% z0%	0.00144	1.12E-	2.449E-25	4.8229E-17	SI	NO	4.8282E-11	1.1745E-9

## Legenda

- sx, sy, sz : Masse partecipanti in percentuale come indicato nella (4.6)
- Err ψ =  $|K\psi - \lambda M\psi| / |K\psi|$  = errore numerico della soluzione della (4.2)

## Riassunto modi

Descrizione	sx [%]	sy [%]	sz [%]	Err.λ	Err.ψ
Modi scelti	99.806	92.897	1.8166E-21	7.2834E-16	9.529E-10
Modi trovati	100	95.772	100	4.8282E-11	1.0087E-7

## Masse analisi dinamica

Piano	Dir X [Kg]	Dir Y [Kg]	Dir Z [Kg]
0	0	0	0
1	92341	92341	92341
Totale	92341	92341	92341

## Coefficienti di amplificazione modali p come definiti al §4.1 nella (4.4)

Modo n°	direzione X				direzione Y				direzione Z			
	SLV	SLD $\eta=2/3$	SLD $\eta=1$	SLO	SLV	SLD $\eta=2/3$	SLD $\eta=1$	SLO	SLV	SLD $\eta=2/3$	SLD $\eta=1$	SLO
1	0.51268	0.47643	0.71465	0.53122	4.2651E-17	3.9636E-17	5.9453E-17	4.4194E-17	5.0869E-21	1.5548E-21	2.3322E-21	1.6531E-21
2	1.0189E-16	9.4683E-17	1.4202E-16	1.1319E-16	0.34081	0.31671	0.47506	0.3786	1.6992E-13	5.4652E-14	8.1978E-14	5.8106E-14
3	3.8129E-12	3.5433E-12	5.3149E-12	4.2357E-12	0.41419	0.38491	0.57736	0.46012	3.3401E-13	1.0743E-13	1.6114E-13	1.1422E-13
4	0.25878	0.24048	0.36072	0.28747	2.2925E-12	2.1304E-12	3.1956E-12	2.5467E-12	9.4129E-14	3.0275E-14	4.5413E-14	3.2189E-14

## Accelerazione spettri di progetto [m/s²]

	direzione X	direzione Y	direzione Z
--	-------------	-------------	-------------



T [s]	SLV	SLD $\eta=2/3$	SLD $\eta=1$	SLO	SLV	SLD $\eta=2/3$	SLD $\eta=1$	SLO	SLV	SLD $\eta=2/3$	SLD $\eta=1$	SLO
0.41084	0.66277	0.61591	0.92386	0.68674	0.66277	0.61591	0.92386	0.68674	0.094144	0.028775	0.043162	0.030593
0.34213	0.66277	0.61591	0.92386	0.73627	0.66277	0.61591	0.92386	0.73627	0.10743	0.034554	0.051831	0.036738
0.32332	0.66277	0.61591	0.92386	0.73627	0.66277	0.61591	0.92386	0.73627	0.11368	0.036564	0.054846	0.038875
0.25146	0.66277	0.61591	0.92386	0.73627	0.66277	0.61591	0.92386	0.73627	0.14617	0.047014	0.070521	0.049985

## Dati vento

Faccia edificio	area [m <sup>2</sup> ]	Forza [N]	xF [m]	yF [m]	zF [m]
xz	3.44	2759	7.52	0.00	4.85
yz	1.81	1452.6	0.00	1.76	4.66

## Dati vento per piano

Piano	Vento X				Vento Y			
	Area YZ [m <sup>2</sup> ]	Forza [N]	zF [m]	yF [m]	Area XZ [m <sup>2</sup> ]	Forza [N]	zF [m]	xF [m]
0	0.07	58.106	0.00	1.76	0.00	0		
1	1.74	1394.5	4.85	1.76	3.44	2759	4.85	7.52

## Equilibrio per Piano. Azioni statiche

Azione	Piano	forze interna piano			forze da beams superiori			forze da beams inferiori			reazioni vincolari			reazioni beam winkler			equilibrio		
		Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]
1	1	0	0	-415k	0	0	0	-392p	-2.00n	415k	0	0	0	0	0	0	-392p	-2.00n	36.4μ
1	0	0	0	-307k	392p	2.00n	-1.16M	0	0	0	-386p	-2.00n	0	-14.2f	0	1.47M	5.90p	0	104μ
2	1	0	0	-116k	0	0	0	153f	-127p	116k	0	0	0	0	0	0	153f	-127p	1.99μ
2	0	0	0	0	-153f	127p	-116k	0	0	0	44.5f	-127p	0	0	0	0	116k	-108f	0
10	1	0	0	-43.9k	0	0	0	61.6f	-72.4p	43.9k	0	0	0	0	0	0	61.6f	-72.4p	752n
10	0	0	0	0	-61.6f	72.4p	-43.9k	0	0	0	18.9f	-72.4p	0	0	0	0	43.9k	-42.7f	0
11	1	1.39k	0	0	0	0	0	-1.39k	8.97f	7.40n	0	0	0	0	0	0	0	0	2.82μ
11	0	58.1	0	0	1.39k	-8.97f	-7.40n	0	0	0	-1.45k	14.4f	0	-88.7m	0	20.4n	-346f	5.47f	13.0n
12	1	0	2.76k	0	0	0	0	25.1f	-2.76k	11.8n	0	0	0	0	0	0	25.1f	-9.00n	11.8n
12	0	0	0	0	-25.1f	2.76k	-11.8n	0	0	0	25.1f	-2.76k	0	0	0	0	288n	0	-36.8p
15	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	1	906k	0	0	0	0	0	-906k	-674p	4.64μ	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	906k	674p	-4.64μ	0	0	0	-905k	-674p	0	-58.6	3.59f	12.8μ	-990p	0	8.19μ
17	1	0	0	0	0	0	0	-65.4n	291p	-454n	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	65.4n	-291p	454n	0	0	0	-65.4n	143p	0	-2.70p	0	-657n	-10.2p	-148p	-203n
18	1	0	906k	0	0	0	0	-3.26p	-906k	1.83μ	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	3.26p	906k	-1.83μ	0	0	0	-3.26p	-906k	0	0	0	0	39.0μ	0	-15.1n
19	1	0	-21.8p	0	0	0	0	-186n	2.82n	-7.13μ	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	186n	-2.82n	7.13μ	0	0	0	-186n	931p	0	-8.53p	0	-10.3μ	-4.08p	-1.89n	-3.19μ

## Legenda

- Forze interne piano: Forze applicate sulle travi completamente interne al piano e sui nodi del piano.
- Forze da beams superiori: Forze agenti sul piano esercitate da beams che hanno almeno un nodo appartenente ad un piano superiore.
- Forze da beams inferiori : Forze agenti sul piano esercitate da beams che hanno almeno un nodo appartenente ad un piano inferiore.
- Reazioni vincolari: Forze agenti sul piano esercitate dalle reazioni vincolari dei nodi appartenenti al piano.
- Reazioni vincolari: Forze agenti sul piano esercitate dalle reazioni del terreno delle travi di winkler.

• Equilibrio: Somma di tutte le forze precedenti.

Suffissi: f=10-15 ; p=10-12; n=10-9;  $\mu$ =10-6; m=10-3; k=103; M=106; G=109; T=1012; P=1015  
(Sistema Internazionale di misura) Le forze per le azioni sismiche (n° 16,17,18 e 19) sono calcolate per l'accelerazione orizzontale di 1g

### Ripartizione forze sismiche

Azione	Piano	Sisma	tagliante di piano [N]	pilastri inf. [%]	travi interpiano inf. [%]	pareti inf. [%]	reazioni vincolari [%]	reazioni beam wink [%]
16	0	X	906k	0.0	0.0	0.0	100.0	0.0
16	1	X	906k	0.0	0.0	100.0	0.0	0.0
18	0	Y	906k	0.0	0.0	0.0	100.0	0.0
18	1	Y	906k	0.0	0.0	100.0	0.0	0.0

forze per le azioni sismiche sono calcolate per l'accelerazione orizzontale di 1g.

### Equilibrio per Piano. Azioni Modali

Modo	Piano	forze interna piano			forze da beams superiori			forze da beams inferiori			reazioni vincolari			reazioni beam winkler			equilibrio		
		Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]	Fx [N]	Fy [N]	Fz [N]
1	1	42.3k	3.06p	-2.96f	0	0	0	-42.3k	-3.06p	2.96f	0	0	0	0	0	0	-601n	0	0
1	0	29.1p	0	0	42.3k	3.06p	-2.96f	0	0	0	-42.3k	-3.06p	0	-4.19	0	2.96f	23.3p	0	0
2	1	10.0p	58.5k	-4.76 $\mu$	0	0	0	-10.0p	-58.5k	-313n	0	0	0	0	0	0	0	-3.03n	-5.07 $\mu$
2	0	0	-1.86n	1.90 $\mu$	10.0p	58.5k	313n	0	0	0	-10.0p	-58.5k	0	0	0	-4.53 $\mu$	0	-109p	-2.33 $\mu$
3	1	-821n	89.1k	-4.60 $\mu$	0	0	0	821n	-89.1k	827n	0	0	0	0	0	0	0	-26.1n	-3.78 $\mu$
3	0	0	2.79n	-8.14 $\mu$	-821n	89.1k	-827n	0	0	0	820n	-89.1k	0	37.7p	0	10.4 $\mu$	0	-262p	1.39 $\mu$
4	1	152k	1.35 $\mu$	-1.48 $\mu$	0	0	0	-152k	-1.35 $\mu$	1.45 $\mu$	0	0	0	0	0	0	757n	0	-25.9n
4	0	538p	0	-3.00 $\mu$	152k	1.35 $\mu$	-1.45 $\mu$	0	0	0	-152k	-1.35 $\mu$	0	-7.00	0	3.73 $\mu$	135p	0	-721n

### Errori Numerici Massimi

Ortogonalizzazione autovettori: 3.7276E-16

Normalizzazione autovettori: 1.1102E-16

$|K\psi - \lambda M\psi| / |K\psi|$  : 9.529E-10

soluzione sistema: 0.00012207 [N o Nm]

equilibrio nodi: 0.00010893 [N o Nm]

diagrammi forze: 1.5134E-9 [N]

diagrammi momenti: 4.9591E-5 [Nm]

deformate: 3.1885E-9 [m] e 1.6244E-9 [rad]

equilibrio piani: 0.00010449 [N]

### Inviluppo sollecitazioni

#### Legenda tabelle inviluppo sollecitazioni

• N°: Numero trave o pilastro

• Fam Cmb: Numero famiglia di combinazione. GR = Sollecitazioni derivanti dalla gerarchia delle resistenza Taglio-Flessione.



- Min-Max: Min = sollecitazione minima; Max = sollecitazione massima.
- Sezione iniziale: Sollecitazioni nella sezione iniziale della trave o pilastro. Per i pilastri la sezione iniziale è quella superiore.
- Sezione centrale : Sollecitazioni nella sezione centrale della trave o pilastro.
- Sezione finale : Sollecitazioni nella sezione finale della trave o pilastro. Per i pilastri la sezione finale è quella inferiore. Suffissi: f=10-15; p=10-12; n=10-9;  $\mu$ =10-6; m=10-3; k=103; M=106; G=109; T=1012; P=1015 (Sistema Internazionale di misura)

### Piano 0. Involuppo Sollecitazioni Travi

N°	Fam	Cmb.		Sezione iniziale						Sezione centrale						Sezione finale					
				N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]
1	1	Min	0	0.199	-291k	-2.06k	163k	64.5	0	-7.40m	-859	0	-84.1k	64.3	0	0.231	277k	366	163k	64.5	
1	1	Max	0	0.216	-277k	-366	169k	75.3	0	7.40m	859	0	-81.6k	75.0	0	0.184	291k	2.06k	169k	75.3	
1	2	Min	0	0.154	-221k	-1.50k	124k	50.2	0	-4.93m	-573	0	-63.8k	50.0	0	0.175	211k	368	124k	50.1	
1	2	Max	0	0.165	-211k	-368	128k	57.3	0	4.93m	573	0	-62.1k	57.2	0	0.144	221k	1.50k	128k	57.4	
1	3	Min	0	0.158	-214k	-1.05k	124k	53.0	0	-986 $\mu$	-115	0	-62.2k	52.9	0	0.163	213k	821	124k	53.0	
1	3	Max	0	0.161	-213k	-821	125k	54.5	0	986 $\mu$	115	0	-62.1k	54.3	0	0.156	214k	1.05k	125k	54.5	
1	4	Max	0	0.16	-214k	-935	125k	53.7	0	0	-1.47 $\mu$	0	-62.1k	53.6	0	0.16	214k	935	125k	53.7	
1	5	Min	0	-26.8	-255k	-25.0k	112k	-128	0	-26.8	-9.60k	0	-64.5k	-98.4	0	-27.1	173k	-23.1k	112k	-128	
1	5	Max	0	27.1	-173k	23.1k	137k	235	0	26.8	9.60k	0	-59.8k	206	0	26.8	255k	25.0k	137k	235	
2	1	Min	0	-14.8m	-299k	-1.69k	164k	-11.6	0	-19.6m	0	0	-86.8k	-11.6	0	-54.1m	282k	-1.69k	164k	-11.6	
2	1	Max	0	14.8m	-282k	1.69k	174k	11.6	0	19.6m	0	0	-82.0k	11.6	0	54.1m	299k	1.69k	174k	11.6	
2	2	Min	0	-9.88m	-224k	-1.13k	124k	-7.72	0	-13.1m	0	0	-65.0k	-7.72	0	-36.1m	213k	-1.13k	124k	-7.77	
2	2	Max	0	9.88m	-213k	1.13k	130k	7.72	0	13.1m	0	0	-61.8k	7.72	0	36.1m	224k	1.13k	130k	7.77	
2	3	Min	0	-1.98m	-213k	-225	124k	-1.54	0	-2.62m	0	0	-61.8k	-1.54	0	-7.22m	213k	-225	124k	-1.55	
2	3	Max	0	1.98m	-213k	225	124k	1.54	0	2.62m	0	0	-61.8k	1.54	0	7.22m	213k	225	124k	1.55	
2	4	Max	0	0	-213k	0	124k	0	0	0	0	0	-61.8k	0	0	0	213k	0	124k	0	
2	5	Min	0	-35.0	-249k	-52.6k	113k	-421	0	-33.9	-9.01k	0	-61.8k	-360	0	-35.0	176k	-52.6k	113k	-421	
2	5	Max	0	35.0	-176k	52.6k	134k	421	0	33.9	9.01k	0	-61.8k	360	0	35.0	249k	52.6k	134k	421	
3	1	Min	0	0.216	-291k	366	163k	-75.3	0	-7.40m	-859	0	-84.1k	-75.0	0	0.184	277k	-2.06k	163k	-75.3	
3	1	Max	0	0.199	-277k	2.06k	169k	-64.5	0	7.40m	859	0	-81.6k	-64.3	0	0.231	291k	-366	169k	-64.5	
3	2	Min	0	0.165	-221k	368	124k	-50.2	0	-4.93m	-573	0	-63.8k	-50.0	0	0.144	211k	-1.50k	124k	-50.1	
3	2	Max	0	0.154	-211k	1.50k	128k	-50.2	0	4.93m	573	0	-62.1k	-50.0	0	0.175	221k	-368	128k	-50.1	
3	3	Min	0	0.161	-214k	821	124k	-54.5	0	-986 $\mu$	-115	0	-62.2k	-54.3	0	0.156	213k	-1.05k	124k	-54.5	
3	3	Max	0	0.158	-213k	1.05k	125k	-53.0	0	986 $\mu$	115	0	-62.1k	-52.9	0	0.163	214k	-821	125k	-53.0	
3	4	Max	0	0.16	-214k	935	125k	-53.7	0	0	0	0	-62.1k	-53.6	0	0.16	214k	-935	125k	-53.7	
3	5	Min	0	-27.1	-255k	-23.1k	112k	-235	0	-26.8	-9.60k	0	-64.5k	-206	0	-26.8	173k	-25.0k	112k	-235	
3	5	Max	0	26.8	-173k	25.0k	137k	128	0	26.8	9.60k	0	-59.8k	98.4	0	27.1	255k	23.1k	137k	128	

### Piano 1. Involuppo Sollecitazioni Pareti

N°	Fam	Cmb.		Sezione iniziale						Sezione centrale						Sezione finale					
				N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]
1	1	Min	-227k	8.33k	-2.07k	-2.93	0.228	39.7k	-403k	8.33k	-2.07k	-2.93	-5.02k	19.4k	-578k	8.33k	-2.07k	-2.93	-10.0k	-4.13k	
1	1	Max	-209k	9.72k	2.07k	2.93	0.228	43.0k	-385k	9.72k	2.07k	2.93	5.02k	19.5k	-561k	9.72k	2.07k	2.93	10.0k	-731	
1	2	Min	-168k	6.48k	-1.38k	-1.95	0.152	30.7k	-303k	6.48k	-1.38k	-1.95	-3.35k	15.0k	-439k	6.48k	-1.38k	-1.95	-6.69k	-3.00k	
1	2	Max	-157k	7.41k	1.38k	1.95	0.152	32.9k	-292k	7.41k	1.38k	1.95	3.35k	15.0k	-427k	7.41k	1.38k	1.95	6.69k	-737	
1	3	Min	-157k	6.85k	-276	0.391	-30.4m	31.6k	-292k	6.85k	-276	0.391	-669	15.0k	-428k	6.85k	-276	0.391	-1.34k	-2.10k	
1	3	Max	-157k	7.03k	276	0.391	30.4m	32.0k	-292k	7.03k	276	0.391	669	15.0k	-427k	7.03k	276	0.391	1.34k	-1.64k	
1	4	Max	-157k	6.94k	-1.01 $\mu$	3.23 $\mu$	7.15 $\mu$	31.8k	-292k	6.94k	-1.01 $\mu$	3.23 $\mu$	4.71 $\mu$	15.0k	-428k	6.94k	-1.01 $\mu$	3.23 $\mu$	2.27 $\mu$	-1.87k	
1	5	Min	-173k	-12.8k	-22.8k	-10.6k	-10.8k	-15.6k	-308k	-12.8k	-22.8k	-10.6k	-56.9k	14.6k	-443k	-12.8k	-22.8k	-10.6k	-112k	-50.0k	
1	5	Max	-141k	26.6k	22.8k	10.6k	10.8k	79.2k	-276k	26.6k	22.8k	10.6k	56.9k	15.3k	-412k	26.6k	22.8k	10.6k	112k	46.2k	
1	Agg	Min	-251k	-12.8k	-34.1k	-10.6k	-102k	-15.6k	-454k	-12.8k	-34.1k	-10.6k	-112k	14.6k	-657k	-12.8k	-34.1k	-10.6k	-112k	-50.0k	
1	Agg	Max	-62.6k	26.6k	34.1k	10.6k	102k	79.2k	-130k	26.6k	34.1k	10.6k	112k	15.3k	-198k	26.6k	34.1k	10.6k	112k	46.2k	
2	1	Min	-327k	-697	0	-3.62	0	0	-462k	-697	0	-3.62	0	-1.69k	-597k	-697	0	-3.62	0	-3.38k	
2	1	Max	-294k	697	0	3.62	0	0	-429k	697	0	3.62	0	1.69k	-564k	697	0	3.62	0	3.38k	
2	2	Min	-239k	-465	0	-2.41	0	0	-343k	-465	0	-2.41	0	-1.13k	-447k	-465	0	-2.41	0	-2.25k	
2	2	Max	-217k	465	0	2.41	0	0	-321k	465	0	2.41	0	1.13k	-425k	465	0	2.41	0	2.25k	
2	3	Min	-217k	-93.0	0	0.483	0	0	-321k	-93.0	0	0.483	0	-225	-425k	-93.0	0	0.483	0	-451	
2	3	Max	-217k	93.0	0	0.483	0	0	-321k	93.0	0	0.483	0	225	-425k	93.0	0	0.483	0	451	
2	4	Max	-217k	0	0	0	0	0	-321k	0	0	0	0	0	-425k	0	0	0	0	0	
2	5	Min	-217k	-21.7k	-19.9k	-6.25k	-8.52k	0	-321k	-21.7k	-19.9k	-6.25k	-56.9k	-52.6k	-425k	-21.7k	-19.9k	-6.25k	-105k	-105k	
2	5	Max	-217k	21.7k	19.9k	6.25k	8.52k	0	-321k	21.7k	19.9k	6.25k	56.9k	52.6k	-425k	21.7k	19.9k	6.25k	105k	105k	
2	Agg	Min	-108k	-21.7k	-29.9k	-6.25k	-95.7k	0	-160k	-21.7k	-29.9k	-6.25k	-105k	-52.6k	-213k	-21.7k	-29.9k	-6.25k	-105k	-105k	
2	Agg	Max	-108k	21.7k	29.9k	6.25k	95.7k	0	-160k	21.7k	29.9k	6.25k	105k	52.6k	-213k	21.7k	29.9k	6.25k	105k	105k	
3	1	Min	-227k	-9.72k	-2.07k	-2.93	0.228	-43.0k	-403k	-9.72k	-2.07k	-2.93	-5.02k	-19.5k	-578k	-9.72k	-2.07k	-2.93	-10.0k	731	



3	1	Max	-209k	-8.33k	2.07k	2.93	0.228	-39.7k	-385k	-8.33k	2.07k	2.93	5.02k	-19.4k	-561k	-8.33k	2.07k	2.93	10.0k	4.13k
3	2	Min	-168k	-7.41k	-1.38k	-1.95	0.152	-32.9k	-303k	-7.41k	-1.38k	-1.95	-3.35k	-15.0k	-439k	-7.41k	-1.38k	-1.95	-6.69k	737
3	2	Max	-157k	-6.48k	1.38k	1.95	0.152	-30.7k	-292k	-6.48k	1.38k	1.95	3.35k	-15.0k	-427k	-6.48k	1.38k	1.95	6.69k	3.00k
3	3	Min	-157k	-7.03k	-276	0.391	-30.4m	-32.0k	-292k	-7.03k	-276	0.391	-669	-15.0k	-428k	-7.03k	-276	0.391	-1.34k	1.64k
3	3	Max	-157k	-6.85k	276	0.391	30.4m	-31.6k	-292k	-6.85k	276	0.391	669	-15.0k	-427k	-6.85k	276	0.391	1.34k	2.10k
3	4	Max	-157k	-6.94k	1.01μ	3.23μ	-6.20μ	-31.8k	-292k	-6.94k	1.01μ	3.23μ	-3.76μ	-15.0k	-428k	-6.94k	1.01μ	3.23μ	-1.31μ	1.87k
3	5	Min	-173k	-26.6k	-22.8k	-10.6k	-10.8k	-79.2k	-308k	-26.6k	-22.8k	-10.6k	-56.9k	-15.3k	-443k	-26.6k	-22.8k	-10.6k	-112k	-46.2k
3	5	Max	-141k	12.8k	22.8k	10.6k	10.8k	15.6k	-276k	12.8k	22.8k	10.6k	56.9k	-14.6k	-412k	12.8k	22.8k	10.6k	112k	50.0k
3	Agg	Min	-251k	-26.6k	-34.1k	-10.6k	-102k	-79.2k	-454k	-26.6k	-34.1k	-10.6k	-112k	-15.3k	-657k	-26.6k	-34.1k	-10.6k	-112k	-46.2k
3	Agg	Max	-62.6k	12.8k	34.1k	10.6k	102k	15.6k	-130k	12.8k	34.1k	10.6k	112k	-14.6k	-198k	12.8k	34.1k	10.6k	112k	50.0k

## Piano 1. Involuppo Sollecitazioni Travi

N°	Fam Cmb.		Sezione iniziale						Sezione centrale						Sezione finale					
			N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]	N [N]	Vx [N]	Vy [N]	Mt [Nm]	Mx [Nm]	My [Nm]
1	1	Min	-8.78m	-289μ	84.6k	0	-54.1k	-6.07	-8.78m	-289μ	0	0	24.7k	-6.07	-8.78m	-289μ	-92.8k	0	-54.1k	-6.07
1	1	Max	8.78m	289μ	92.8k	0	-49.3k	-5.20	8.78m	289μ	0	0	27.1k	-5.20	8.78m	289μ	-84.6k	0	-49.3k	-5.20
1	2	Min	-5.85m	-192μ	62.8k	0	-39.8k	-4.62	-5.85m	-192μ	0	0	18.3k	-4.62	-5.85m	-192μ	-68.3k	0	-39.8k	-4.62
1	2	Max	5.85m	192μ	68.3k	0	-36.6k	-4.04	5.85m	192μ	0	0	19.9k	-4.04	5.85m	192μ	-62.8k	0	-36.6k	-4.04
1	3	Min	-1.17m	-38.5μ	62.8k	0	-36.6k	-4.39	-1.17m	-38.5μ	0	0	18.3k	-4.39	-1.17m	-38.5μ	-62.8k	0	-36.6k	-4.39
1	3	Max	1.17m	38.5μ	62.8k	0	-36.6k	-4.27	1.17m	38.5μ	0	0	18.3k	-4.27	1.17m	38.5μ	-62.8k	0	-36.6k	-4.27
1	4	Max	0	0	62.8k	0	-36.6k	-4.33	0	0	0	0	18.3k	-4.33	0	0	-62.8k	0	-36.6k	-4.33
1	5	Min	0.133	-5.41	62.8k	-15.2m	-36.6k	-15.8	0.133	-5.41	-43.9m	-15.2m	18.3k	-10.9	0.133	-5.41	-62.8k	-15.2m	-36.6k	-15.8
1	5	Max	0.133	5.41	62.8k	15.2m	-36.6k	7.11	0.133	5.41	43.9m	15.2m	18.3k	2.27	0.133	5.41	-62.8k	15.2m	-36.6k	7.11
2	1	Min	0	-697μ	147k	0	-95.3k	0.434	0	-697μ	0	0	42.8k	0.435	0	-697μ	-163k	0	-95.3k	0.436
2	1	Max	0	697μ	163k	0	-85.7k	0.434	0	697μ	0	0	47.6k	0.435	0	697μ	-147k	0	-85.7k	0.436
2	2	Min	0	-465μ	108k	0	-69.7k	0.289	0	-465μ	0	0	31.6k	0.29	0	-465μ	-119k	0	-69.7k	0.291
2	2	Max	0	465μ	119k	0	-63.3k	0.289	0	465μ	0	0	34.8k	0.29	0	465μ	-108k	0	-63.3k	0.291
2	3	Min	0	-	108k	0	-63.3k	-	0	-	0	0	31.6k	-	0	-	-108k	0	-63.3k	-
2	3	Max	0	92.9μ	108k	0	-63.3k	57.9m	0	92.9μ	0	0	31.6k	58.0	0	92.9μ	-108k	0	-63.3k	58.2m
2	4	Max	0	0	108k	0	-63.3k	0	0	0	0	0	31.6k	0	0	0	-108k	0	-63.3k	0
2	5	Min	0	-1.20	108k	0	-63.3k	-11.3	0	-1.20	-33.5m	0	31.6k	-	0	-1.20	-108k	0	-63.3k	-11.3
2	5	Max	0	1.20	108k	0	-63.3k	11.3	0	1.20	33.5m	0	31.6k	9.15	0	1.20	-108k	0	-63.3k	11.3
3	1	Min	-8.78m	-	84.6k	0	-54.1k	5.20	-8.78m	-	0	0	24.7k	5.20	-8.78m	-	-92.8k	0	-54.1k	5.20
3	1	Max	8.78m	289μ	92.8k	0	-49.3k	6.07	8.78m	289μ	0	0	27.1k	6.07	8.78m	289μ	-84.6k	0	-49.3k	6.07
3	2	Min	-5.85m	-	62.8k	0	-39.8k	4.04	-5.85m	-	0	0	18.3k	4.04	-5.85m	-	-68.3k	0	-39.8k	4.04
3	2	Max	5.85m	192μ	68.3k	0	-36.6k	4.62	5.85m	192μ	0	0	19.9k	4.62	5.85m	192μ	-62.8k	0	-36.6k	4.62
3	3	Min	-1.17m	-	62.8k	0	-36.6k	4.27	-1.17m	-	0	0	18.3k	4.27	-1.17m	-	-62.8k	0	-36.6k	4.27
3	3	Max	1.17m	38.5μ	62.8k	0	-36.6k	4.39	1.17m	38.5μ	0	0	18.3k	4.39	1.17m	38.5μ	-62.8k	0	-36.6k	4.39
3	4	Max	0	0	62.8k	0	-36.6k	4.33	0	0	0	0	18.3k	4.33	0	0	-62.8k	0	-36.6k	4.33
3	5	Min	0.133	-5.41	62.8k	-15.2m	-36.6k	-7.11	0.133	-5.41	-43.9m	-15.2m	18.3k	-	0.133	-5.41	-62.8k	-15.2m	-36.6k	-7.11
3	5	Max	0.133	5.41	62.8k	15.2m	-36.6k	15.8	0.133	5.41	43.9m	15.2m	18.3k	10.9	0.133	5.41	-62.8k	15.2m	-36.6k	15.8
4	1	Min	-4.51k	-	20.1k	-4.33m	-21.5k	0.897	-4.51k	-	1.62k	-4.33m	11.6k	0.73	-4.51k	-	-16.9k	-4.33m	-10.4k	0.864
4	1	Max	-4.51k	56.1	20.7k	4.33m	-19.8k	0.538	-4.51k	56.1	2.14k	4.33m	11.8k	0.70	-4.51k	56.1	-16.4k	4.33m	-9.06k	0.571
4	2	Min	-3.47k	-	15.5k	-2.89m	-16.5k	0.672	-3.47k	-	1.27k	-2.89m	8.94k	0.56	-3.47k	-	-13.0k	-2.89m	-7.95k	0.65
4	2	Max	-3.47k	37.4	15.9k	2.89m	-15.3k	0.432	-3.47k	37.4	1.62k	2.89m	9.04k	0.54	-3.47k	37.4	-12.6k	2.89m	-7.04k	0.454
4	3	Min	-3.47k	-	15.7k	-578μ	-16.0k	0.576	-3.47k	-	1.41k	-578μ	8.98k	0.55	-3.47k	-	-12.8k	-578μ	-7.58k	0.572
4	3	Max	-3.47k	7.48	15.7k	578μ	-15.8k	0.528	-3.47k	7.48	1.48k	578μ	9.00k	0.55	-3.47k	7.48	-12.8k	578μ	-7.40k	0.533
4	4	Max	-3.47k	0	15.7k	0	-15.9k	0.552	-3.47k	0	1.45k	0	8.99k	0.55	-3.47k	0	-12.8k	0	-7.49k	0.552
4	5	Min	-3.47k	-	7.84k	-85.1	-41.0k	-	-3.47k	-	-6.41k	-85.1	6.68k	-452	-3.47k	-	-20.7k	-85.1	-28.0k	-
4	5	Max	-3.47k	1.53k	23.5k	85.1	9.24k	4.89k	-3.47k	1.53k	9.30k	85.1	11.3k	451	-3.47k	1.53k	-4.94k	85.1	13.0k	3.99k
4	GR	Min	-3.47k	0	-	0	-15.9k	0.552	-3.47k	0	-57.0k	0	8.99k	0.55	-3.47k	0	-71.3k	0	-7.49k	0.552
4	GR	Max	-3.47k	0	74.2k	0	-15.9k	0.552	-3.47k	0	59.9k	0	8.99k	0.55	-3.47k	0	45.7k	0	-7.49k	0.552
5	1	Min	-4.51k	0.159	20.1k	-4.18m	-21.5k	0.209	-4.51k	0.159	1.62k	-4.18m	11.6k	0.67	-4.51k	0.159	-16.9k	-4.18m	-10.4k	0.303
5	1	Max	-4.51k	0.159	20.7k	4.18m	-19.8k	1.23	-4.51k	0.159	2.14k	4.18m	11.8k	0.76	-4.51k	0.159	-16.4k	4.18m	-9.06k	1.13
5	2	Min	-3.47k	0.106	15.5k	-2.79m	-16.5k	0.213	-3.47k	0.106	1.27k	-2.79m	8.94k	0.52	-3.47k	0.106	-13.0k	-2.79m	-7.95k	0.276
5	2	Max	-3.47k	0.106	15.9k	2.79m	-15.3k	0.891	-3.47k	0.106	1.62k	2.79m	9.04k	0.58	-3.47k	0.106	-12.6k	2.79m	-7.04k	0.828
5	3	Min	-3.47k	-	15.7k	-557μ	-16.0k	0.484	-3.47k	-	1.41k	-557μ	8.98k	0.54	-3.47k	-	-12.8k	-557μ	-7.59k	0.497
5	3	Max	-3.47k	21.2	15.7k	557μ	-15.8k	0.62	-3.47k	21.2	1.48k	557μ	9.00k	0.55	-3.47k	21.2	-12.8k	557μ	-7.40k	0.607
5	4	Max	-3.47k	0	15.7k	0	-15.9k	0.552	-3.47k	0	1.45k	0	8.99k	0.55	-3.47k	0	-12.8k	0	-7.49k	0.552
5	5	Min	-3.47k	-	7.84k	-85.1	-41.0k	-	-3.47k	-	-6.41k	-85.1	6.68k	-451	-3.47k	-	-20.7k	-85.1	-28.0k	-
5	5	Max	-3.47k	1.53k	23.5k	85.1	9.24k	4.89k	-3.47k	1.53k	9.30k	85.1	11.3k	452	-3.47k	1.53k	-4.94k	85.1	13.0k	3.99k
5	GR	Min	-3.47k	0	-	0	-15.9k	0.552	-3.47k	0	-57.0k	0	8.99k	0.55	-3.47k	0	-71.3k	0	-7.49k	0.552
5	GR	Max	-3.47k	0	74.2k	0	-15.9k	0.552	-3.47k	0	59.9k	0	8.99k	0.55	-3.47k	0	45.7k	0	-7.49k	0.552

## Pressione terreno

Piano	Trave	Impronta [cm]	k Winkler [N/cm³]	Pressione max [N/mm²]
0	1	400	20	0.052118
0	2	400	20	0.052427
0	3	400	20	0.052118

## Armatura

## Armatura Pareti

Piano	Parete	Filo Sx	Filo Dx	Zona Conf Sx Dx [m]	Armatura Long.			Staffe SX			Arm. Trasv. Centr		Spilli Centr.			Staffe DX		
					Arm Tot. Sx	Arm Tot. Centr	Arm Tot. Dx	Ø [mm]	passo [cm]	bracci	Ø [mm]	passo [cm]	Ø [mm]	passo Vert. [cm]	passo Oriz. [cm]	Ø [mm]	passo [cm]	bracci
1	1	2	10	1.00	24Ø20	14Ø16	24Ø20	8	10	6	12	17	8	17	40	8	10	6
1	2	3	11	1.00	24Ø20	14Ø16	24Ø20	8	10	6	12	22	8	22	40	8	10	6
1	3	4	12	1.00	24Ø20	14Ø16	24Ø20	8	10	6	12	17	8	17	44	8	10	6

### Armatura Longitudinale Travi

Piano	Trave	Sez	As Sup. Ini	As Inf. Ini.	As Sup. Centr.	As Inf. Centr.	As Sup. Fin.	As Inf. Fin.	Arm Lat	spig. lat. Sez T
0	1	□	9Ø14	9Ø14	9Ø14	9Ø14	9Ø14	9Ø14	0+0Ø12	
0	2	□	9Ø14	9Ø14	9Ø14	9Ø14	9Ø14	9Ø14	0+0Ø12	
0	3	□	9Ø14	9Ø14	9Ø14	9Ø14	9Ø14	9Ø14	0+0Ø12	
1	1	□	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	0+0Ø12	
1	2	□	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	0+0Ø12	
1	3	□	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	0+0Ø12	
1	4	□	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	1+1Ø14	
1	5	□	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	4Ø18	1+1Ø14	

### Armatura Trasversale Travi

Piano	Trave	Sez	Ø st.	bracc. X	bracc. Y	Zona Ini. [cm]	Passo Ini. [cm]	Zona Centr. [cm]	Passo Centr. [cm]	Zona Fin. [cm]	Passo Inf. [cm]
0	1	□	8	6	2	0	16	250	16	0	16
0	2	□	8	6	2	0	16	250	16	0	16
0	3	□	8	6	2	0	16	250	16	0	16
1	1	□	8	4	2	0	20	150	20	0	20
1	2	□	8	2	2	0	13	150	13	0	13
1	3	□	8	4	2	0	20	150	20	0	20
1	4	□	8	2	2	50	11	475	16	50	11
1	5	□	8	2	2	50	11	475	16	50	11

### Verifiche

Legenda tabella verifiche Stati Limite Ultimi e di esercizio

- Zona: Nel riportare i risultati delle verifiche effettuate si è diviso ogni pilastro o trave in zone. Per ogni zona e per ogni tipo di verifica sono riportati i coefficienti di verifica normalizzati ad 1.
- z Ini : Ascissa iniziale della zona di verifica. Per i pilastri il nodo iniziale è il nodo superiore.
- z Fin : Ascissa finale della zona di verifica.
- Stati Limite Ultimi : Verifiche agli Stati Limite Ultimi
- N-Mx-My: Coefficiente massimo di verifica secondo la (4.1.10) NTC08
- ctg(θ): Massima inclinazione del traliccio per le verifiche a taglio e a torsione
- calcestr. Vx-Vy-Mt : Coefficiente di verifica del calcestruzzo a taglio e a torsione secondo la (5.2)
- acciaio Vx-Vy : Coefficiente di verifica delle staffe a taglio secondo la (5.3)
- As Long. Mt: Coefficiente di verifica dell'armatura longitudinale a torsione secondo la (4.1.29) NTC08
- As Trasv. Mt: Coefficiente di verifica dell'armatura trasversale a torsione secondo la (4.1.28) NTC08
- Arm X z.Crit : Coefficiente di verifica della necessità dell'armatura diagonale a taglio nelle zone

critiche. (§7.4.4.1.2.2. NTC08)

- Ned Max : Coefficiente di verifica compressione massima secondo il §7.4.4.2.1.1 NTC08
- Stati Limite di Esercizio : Verifiche agli Stati Limite di Esercizio
- Tesn. N-Mx-My: Coefficiente di verifica stato limite di tensione in presso-flessione deviata secondo la (5.4)
- Fess w/wa: Coefficiente di verifica stato limite di fessurazione in presso-flessione semplice come descritto nel §5.3
- FessN-Mx-My: Coefficiente di verifica stato limite di fessurazione in presso-flessione deviata come descritto nel §5.3
- Deform. 250f/L: Coefficiente di verifica stato limite di deformazione come descritto nel §5.4

#### Piano 0. Verifiche SL Travi

Zona			Stati Limite Ultimi									Stati Limite di Esercizio				
N°	x ini [m]	x Fin [m]	N-Mx-My	ctg(θ)	calcestr. Vx-Vy-Mt	acciaio Vx-Vy	As Long. Mt	As Trav. Mt	arm.X z.Crit.	Ned Max	Verif SLU	Tens. N-Mx-My	Fess. w/wa	Fess. N-Mx-My	Deform. 250f/L	Verif SLE
1	0,000	1,167	-	1	-	-	-	-	-	-	SI	-	-	-	-	-
1	1,167	2,333	-	1	-	-	-	-	-	-	SI	-	-	-	-	-
1	2,333	3,500	-	1	-	-	-	-	-	-	SI	-	-	-	-	-
2	0,000	1,167	-	1	-	-	-	-	-	-	SI	-	-	-	-	-
2	1,167	2,333	-	1	-	-	-	-	-	-	SI	-	-	-	-	-
2	2,333	3,500	-	1	-	-	-	-	-	-	SI	-	-	-	-	-
3	0,000	1,167	-	1	-	-	-	-	-	-	SI	-	-	-	-	-
3	1,167	2,333	-	1	-	-	-	-	-	-	SI	-	-	-	-	-
3	2,333	3,500	-	1	-	-	-	-	-	-	SI	-	-	-	-	-

#### Piano 1. Verifiche SL Travi

	Zona		Stati Limite Ultimi									Stati Limite di Esercizio				
N°	x ini [m]	x Fin [m]	N-Mx-My	ctg(θ)	calcestr. Vx-Vy-Mt	acciaio Vx-Vy	As Long. Mt	As Trav. Mt	arm.X z.Crit.	Ned Max	Verif SLU	Tens. N-Mx-My	Fess. w/wa	Fess. N-Mx-My	Deform. 250f/L	Verif SLE
1	0,000	1,500	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	1,500	2,000	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	2,000	3,500	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0,000	1,500	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1,500	2,000	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	2,000	3,500	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	0,000	1,500	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1,500	2,000	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	2,000	3,500	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0,000	1,044	0,201	1,000	0,093	0,470	0,001	0,002	-	0,001	SI	0,096	0,000	0,000	0,006	SI
4	1,044	2,481	0,112	1,000	0,090	0,662	0,001	0,003	-	0,001	SI	0,039	0,000	0,000	0,016	SI
4	2,481	3,919	0,065	1,000	0,079	0,586	0,001	0,003	-	0,001	SI	0,056	0,000	0,000	0,019	SI
4	3,919	5,356	0,112	1,000	0,090	0,662	0,001	0,003	-	0,001	SI	0,039	0,000	0,000	0,016	SI
4	5,356	6,400	0,201	1,000	0,093	0,470	0,001	0,002	-	0,001	SI	0,096	0,000	0,000	0,006	SI
5	0,000	1,044	0,201	1,000	0,093	0,470	0,001	0,002	-	0,001	SI	0,096	0,000	0,000	0,006	SI
5	1,044	2,481	0,112	1,000	0,090	0,662	0,001	0,003	-	0,001	SI	0,039	0,000	0,000	0,016	SI
5	2,481	3,919	0,065	1,000	0,079	0,586	0,001	0,003	-	0,001	SI	0,056	0,000	0,000	0,019	SI
5	3,919	5,356	0,112	1,000	0,090	0,662	0,001	0,003	-	0,001	SI	0,039	0,000	0,000	0,016	SI
5	5,356	6,400	0,201	1,000	0,093	0,470	0,001	0,002	-	0,001	SI	0,096	0,000	0,000	0,006	SI



## Piano 1. Verifiche SL Pareti

N°	Zona		Stati Limite Ultimi										Stati Limite di Esercizio			
	x ini [m]	x Fin [m]	N-Mx-My	ctg(θ)	calcestr. Vx-Vy-Mt	acciaio Vx-Vy	As Long. Mt	As Trasv. Mt	arm.vert taglio.Traz	scorr. z.Parete	Ned Max	Verif SLU	Tens. N-Mx-My	Fess. w/wa	Fess. N-Mx-My	Verif SLE
15	0,000	1,617	0,038	1,000	0,010	0,021	0,008	0,017	-	-	0,010	SI	0,017	0,000	0,000	SI
15	1,617	3,233	0,014	1,000	0,010	0,021	0,008	0,017	-	0,015	0,019	SI	0,008	0,000	0,000	SI
15	3,233	4,850	0,024	1,000	0,009	0,021	0,008	0,017	-	0,015	0,027	SI	0,002	0,000	0,000	SI
16	0,000	1,617	0,009	1,000	0,009	0,024	0,004	0,013	-	-	0,017	SI	0,000	0,000	0,000	SI
16	1,617	3,233	0,033	1,000	0,009	0,024	0,004	0,013	-	0,012	0,025	SI	0,001	0,000	0,000	SI
16	3,233	4,850	0,066	1,000	0,009	0,024	0,004	0,013	-	0,012	0,033	SI	0,002	0,000	0,000	SI
17	0,000	1,617	0,038	1,000	0,010	0,021	0,008	0,017	-	-	0,010	SI	0,017	0,000	0,000	SI
17	1,617	3,233	0,014	1,000	0,010	0,021	0,008	0,017	-	0,015	0,019	SI	0,008	0,000	0,000	SI
17	3,233	4,850	0,024	1,000	0,009	0,021	0,008	0,017	-	0,015	0,027	SI	0,002	0,000	0,000	SI

## Verifica pilastri: Instabilità e Spostamenti Sismici

Pilastro			Instabilità						Spostamenti Fam.Comb.7		
Piano	Filo	H Pil. [m]	L0y [m]	L0x [m]	$\lambda/\lambda_{limy}$	$\lambda/\lambda_{limx}$	N-Mx-My	Verif.	$\Delta_{max}$ [mm]	$\Delta_{amm}$ [mm]	Verif.
1	15	4.85	4,850	4,850	0,022	0,156	0,039	SI	2,7	24,2	SI
1	16	4.85	4,850	4,850	0,061	0,428	0,052	SI	4,0	24,2	SI
1	17	4.85	4,850	4,850	0,022	0,156	0,039	SI	2,7	24,2	SI

### Legenda

- Instabilità: Verifica instabilità secondo il § 4.1.2.1.7.2 NTC08.
- L0x: Lunghezza libera di inflessione lungo x. Sistema di riferimento del pilastro.
- L0y: Lunghezza libera di inflessione lungo y. Sistema di riferimento del pilastro.
- $\lambda/\lambda_{limx}$  : Coefficiente di trascurabilità degli effetti del secondo ordine lungo x. Sistema di riferimento del pilastro.
- $\lambda/\lambda_{limy}$  : Coefficiente di trascurabilità degli effetti del secondo ordine lungo y. Sistema di riferimento del pilastro.
- N-Mx-My: Coefficiente normalizzato di verifica biassiale con il metodo della curvatura nominale secondo il §5.8.8 EC2-05
- Spostamenti Fam.Comb.N : Verifica spostamenti sismici per la famiglia di combinazioni N, secondo il § 4.1.2.1.7.2 NTC08.

## Tabella riassuntiva verifiche Stati Limite

Piano	Travi				Pilastri					Pareti					Nodi		
	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	Deform	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	Spost	Instab.	SLU	Tens Eserc.	Fessur.	Spost	Instab.	Gerarch.	Min.Arm	Resist.
0	SI	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	SI	SI	SI	SI	-	-	-	-	-	SI	SI	SI	SI	SI	-	-	-

Effetto P-Δ,  $\theta \leq 0.2$ : SI

**Verifica della soletta di copertura (la verifica viene effettuata considerando una striscia di solaio larga 1,00 m e con spessore pari a 0,50 m)**

**Caratteristiche dell'armatura**

Lunghezza totale: 6,40 m

Numero di campate: 2

Calcestruzzo: C32/40

Acciaio d'armatura: B450C

**Armatura longitudinale**

Posizione	Tipologia di ferro	Barre	As [cm <sup>2</sup> ]	Lunghezza di calcolo [cm]	Ancoraggio [cm]	Lunghezza complessiva [cm]
1	Corrente - Superiore	5 Ø 16	10,1	691	66	757
2	Corrente - Inferiore	5 Ø 16	10,1	691	66	757

La lunghezza di calcolo delle barre è al netto dell'ancoraggio.

**Armatura trasversale**

Campata	Ampiezza campo [cm]	Φ [mm]	Passo s [cm]	Ast [cm <sup>2</sup> ]	Bracci
1	42	8	6	1,0	2
1	178	8	6	1,0	2
1	42	8	6	1,0	2
2	42	8	6	1,0	2
2	179	8	6	1,0	2
2	42	8	6	1,0	2

La lunghezza di calcolo della staffa è al netto dell'ancoraggio.

**Verifiche agli stati limite ultimi (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1)**

**Campo di rottura**

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	ε <sub>c</sub> [‰]	ε <sub>s</sub> [‰]	Campo	x/d	ξ <sub>lim</sub>	Verifica
1	1,60	3.266,6	3,50	20,86	III	0,14	0,45	OK
1	3,20	-7.106,7	3,50	20,86	III	0,14	0,45	OK
2	0,00	-7.106,7	3,50	20,86	III	0,14	0,45	OK
2	1,60	3.266,6	3,50	20,86	III	0,14	0,45	OK

La verifica assicura un comportamento duttile per strutture iperstatiche e si intende soddisfatta quando  $x/d < \xi_{lim}$

**Verifica di resistenza a flessione (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1.2)**

Andamento della sollecitazione flessionale: momento sollecitante e momento resistente.



Momento massimo

Momento minimo

Momento resistente

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	As inf [cm <sup>2</sup> ]	As sup [cm <sup>2</sup> ]	Mrd [kg m]	Mrd/Msd	Verifica
---------	----------------	---------------	------------------------------	------------------------------	---------------	---------	----------



1	1,60	3.266,6	10,05	10,05	18.367,2	5,62	OK
1	3,20	-7.106,7	10,05	10,05	-18.367,2	2,58	OK
2	0,00	-7.106,7	10,05	10,05	-18.367,2	2,58	OK
2	1,60	3.266,6	10,05	10,05	18.367,2	5,62	OK

#### Verifica di resistenza a taglio (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1.3)

Andamento della sollecitazione tagliante.



Taglio massimo

Taglio minimo

Taglio resistente

Campata	Ascissa [m]	$\alpha$	$\theta$	$V_{sd}$ [kg]	$V_{Rd}$ [kg]	$V_{Rsd}$ [kg]	$V_{Rcd}$ [kg]	Verifica
1	0,31	90°	22	3.264,7	21.098,8	58.355,0	116.476,9	OK
1	0,75	90°	22	2.183,2	21.098,8	58.355,0	116.476,9	OK
1	0,74	90°	22	2.183,2	21.098,8	58.355,0	116.476,9	OK
1	2,54	90°	22	8.241,2	21.098,8	58.355,0	116.476,9	OK
1	2,52	90°	22	8.241,2	21.098,8	58.355,0	116.476,9	OK
2	0,24	90°	22	10.414,7	21.098,8	58.355,1	116.476,9	OK
2	0,68	90°	22	8.390,3	21.098,8	58.355,1	116.476,9	OK
2	0,66	90°	22	8.390,3	21.098,8	58.355,1	116.476,9	OK
2	2,47	90°	22	2.183,2	21.098,8	58.354,8	116.476,9	OK
2	2,44	90°	22	2.183,2	21.098,8	58.354,8	116.476,9	OK

$\alpha$ : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave.

$\theta$ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave.  $\theta$  rispetta il limite:  $1 \leq \cotan \theta \leq 2,5$  (cfr NTC 2008 § 4.1.2.1.3.2)

#### Verifiche agli stati limite di esercizio (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2)

##### Verifica di fessurazione (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2.4)

CONDIZIONI AMBIENTALI: Ambiente Aggressività bassa

Combinazione frequente.

Campata	Ascissa [m]	$M_{sd}$ [kg m]	$A_{sinf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$W_m$ [mm]	$W_d$ [mm]	$W_{lim}$ [mm]	Verifica
1	1,60	2.329,6	10,05	10,05	0,000	0,000	0,400	OK
1	3,20	-5.270,7	10,05	10,05	0,000	0,000	0,400	OK
2	0,00	-5.270,7	10,05	10,05	0,000	0,000	0,400	OK
2	1,60	2.329,6	10,05	10,05	0,000	0,000	0,400	OK

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	$M_{sd}$ [kg m]	$A_{sinf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$W_m$ [mm]	$W_d$ [mm]	$W_{lim}$ [mm]	Verifica
1	1,60	2.291,2	10,05	10,05	0,000	0,000	0,300	OK
1	3,20	-5.245,1	10,05	10,05	0,000	0,000	0,300	OK
2	0,00	-5.245,1	10,05	10,05	0,000	0,000	0,300	OK
2	1,60	2.291,2	10,05	10,05	0,000	0,000	0,300	OK

#### Verifica delle tensioni di esercizio (cfr NTC 2008 § 4.1.2.2.5)

Combinazione rara.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	As inf [cm <sup>2</sup> ]	As sup [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ trazione [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ comp. [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	1,60	2.483,2	10,05	10,05	-14,93	-203,06	31,89	683,21	3.669,72	OK
1	3,20	-5.437,1	10,05	10,05	-32,69	-203,06	1.495,93	69,83	3.669,72	OK
2	0,00	-5.437,1	10,05	10,05	-32,69	-203,06	1.495,93	69,83	3.669,72	OK
2	1,60	2.483,2	10,05	10,05	-14,93	-203,06	31,89	683,21	3.669,72	OK

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kg m]	Ac [cm <sup>2</sup> ]	Asinf [cm <sup>2</sup> ]	Assup [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	1,60	2.291,2	5.000,00	10,05	10,05	-13,78	-152,29	OK
1	3,20	-5.245,1	5.000,00	10,05	10,05	-31,54	-152,29	OK
2	0,00	-5.245,1	5.000,00	10,05	10,05	-31,54	-152,29	OK
2	1,60	2.291,2	5.000,00	10,05	10,05	-13,78	-152,29	OK

## Verifiche geometriche dell'armatura

Verifiche di dettaglio costruttivo (cfr. NTC 2008 § 4.1.2.2.5)

Lunghezze critiche e vincoli geometrici (cfr. NTC2008 - § 4.1.6.1.1)

Campata	Lunghezza [m]	Sezione	B [cm]	H [cm]	B/H	Zona Critica [cm]
1	320	R 100 X 50	100	50	2,0	50
2	320	R 100 X 50	100	50	2,0	50

## CRITERIO STATICO

Armatura longitudinale (cfr. NTC2008 - § 4.1.6.1.1)

Campata	Zona	Ascissa [cm]	As compressa [cm <sup>2</sup> ]	As comp. massima [cm <sup>2</sup> ]	As tesa minima [cm <sup>2</sup> ]	As tesa [cm <sup>2</sup> ]	As tesa massima [cm <sup>2</sup> ]	Verifica
1	appoggio sx	0,01	10,1	200,0	6,2	10,1	200,0	OK
1	campata	1,80	10,1	200,0	6,2	10,1	200,0	OK
1	appoggio dx	3,19	10,1	200,0	6,2	10,1	200,0	OK
2	appoggio sx	0,01	10,1	200,0	6,2	10,1	200,0	OK
2	campata	1,80	10,1	200,0	6,2	10,1	200,0	OK
2	appoggio dx	3,19	10,1	200,0	6,2	10,1	200,0	OK

#### **14. CALCOLO DELL'ARMATURA DELLA PLATEA DI FONDAZIONE (STRUTTURA A SOSTEGNO DELLO SGRIGLIATORE)**

La fondazione della nuova struttura in C.A. a sostegno dello sgrigliatore, verrà realizzata mediante una platea in C.A. irrigidita da travi continue (TF1-TF2-TF3) a sostegno della pareti in C.A. .

La platea verrà adagiata su un substrato roccioso, come indicato nella relazione geologica.

Si considera una striscia di platea larga 1 metro, schematizzata come una trave su tre appoggi e due mensole laterali e soggetta ad un carico uniformemente distribuito diretto dal basso verso l'alto (reazione del terreno).

Di seguito si riportano i momenti sollecitanti:

Appoggio laterale  $M1=10190,6 \text{ kg}$

Appoggio centrale  $M2= 6499,4 \text{ kg}$

Appoggio laterale  $M3=10190,6 \text{ kg}$

Campata sx  $M4= 3299,2 \text{ kg}$

Campata dx  $M5= 3299,2 \text{ kg}$

La platea viene armata con  $1+1\phi 18/20''$  con ripartitori orizzontali  $1+1\phi 12/25''$ .



Di seguito si riportano le verifiche nelle sezioni più sollecitate:

Appoggio laterale

M1-M3=101,91 KNm

Mres. = 469,3 KNm

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

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

Titolo: Sez.1-1 - Sez.3-3

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	12,72	4,5
			2	12,72	95,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 101,91 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura  
Lato acciaio - Acciaio snervato

N<sub>Rd</sub> 469,3 kNm

Materiali

B450C		C32/40	
$\sigma_{cu}$	67,5 %	$\sigma_{c2}$	2 %
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\sigma_{cu}$	3,5
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,9
$\sigma_{syd}$	1,957 %	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,7333
		$\tau_{c1}$	2,114

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

$\sigma_c$  -18,13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,002 %  
 $\epsilon_s$  67,5 %  
d 95,5 cm  
x 4,066 x/d 0,04258  
 $\delta$  0,7

Appoggio centrale

M2=64,99 KNm

Mres. = 469,3 KNm

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

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

Titolo: Sez.2-2

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	12,72	4,5
			2	12,72	95,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 64,99 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura  
Lato acciaio - Acciaio snervato

N<sub>Rd</sub> 469,3 kNm

Materiali

B450C		C32/40	
$\sigma_{cu}$	67,5 %	$\sigma_{c2}$	2 %
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\sigma_{cu}$	3,5
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,9
$\sigma_{syd}$	1,957 %	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,7333
		$\tau_{c1}$	2,114

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

$\sigma_c$  -18,13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,002 %  
 $\epsilon_s$  67,5 %  
d 95,5 cm  
x 4,066 x/d 0,04258  
 $\delta$  0,7

Campata sx-dx

M4-M5= 32,99 KNm

Mres. = 469,3 KNm

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

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

Titolo: Sez.4-4 - Sez.5-5

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	4,5
2	12,72	95,5

Tipo Sezione  
☒ Rettangolare ☐ Trapezio  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>Ed</sub> 32,99 kNm  
 M<sub>Ed</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura  
☒ Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo iterazione  
☒ Retta ☐ Deviato

Materiali

B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200 000 N/mm²	$f_{cd}$ 10,13
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{e,adm}$ 12,25
$\sigma_{e,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{cs}$ 0,7333
	$\tau_{cl}$ 2,114

M<sub>Ed</sub> 469,3 kNm

$\sigma_c$  -10,13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,002 ‰  
 $\epsilon_s$  67,5 ‰  
 d 95,5 cm  
 x 4,066 x/d 0,04258  
 $\delta$  0,7

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

☒ Precompresso

## 15. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE TRAVI DI FONDAZIONE TF1-TF2-TF3

### TF1 – TF3

#### Calcolo della capacità portante TF1-TF3

##### Dati:

Peso di volume terreno saturo	=	22	KN/m <sup>3</sup>	
Peso di volume terreno	=	18	KN/m <sup>3</sup>	
Peso di volume acqua	=	10	KN/m <sup>3</sup>	
Angolo attrito	=	30 °		0,524 rad
Coesione	=	0		
Profondità di posa fondazione	=	1,00	m	
Lunghezza fondazione	=	1,00	m	
Larghezza fondazione	=	1,50	m	
Spessore fondazione	=	1,00	m	
Quota falda	=	2,00	m	

##### Carichi:

	var. (kg)	perm. (kg)				var. (kg)	perm. (kg)	var. + perm. (kg)
P1 =	4300,8	64162,5	/	1	=	4301	64162,5	68463,3
Permanenti + variabili						4301	64162,50	68463,3
Lunghezza TF		=	6	m				
Carico al metro lineare		=				716,8	10693,75	11410,6 kg/m

##### Dimensioni platea di fondazione:

a	=	1	m
b	=	1,5	m
A	=	15000	cm <sup>2</sup>

#### APPROCCIO 1

##### Combinazione 1 (STR)

##### A1-M1-R1

Azioni: amplificate secondo tab. 6.2.I (A1)

G X 1,3 + Q X 1,5

Parametri: secondo tab. 6.2.II (M1)

$\gamma_F$  = 1

$\gamma_Y$  = 1

Resistenze: secondo tab. 6.4.I (R1 - capacità portante)

$\gamma_R$  = 1

G X 1,3 + Q X 1,5 ≤ R<sub>d</sub>

Carico limite unitario:

$$q_{lim} = \frac{(C \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma)}{\gamma_R} = 1057,59 \text{ KN/m}^2$$

$\phi$	=	30 °	0,52 rad
N <sub>q</sub>	=	18,38	
N <sub>γ</sub>	=	22,38	
N <sub>c</sub>	=	30,11	
q	=	se Z <sub>w</sub> <D se Z <sub>w</sub> >D Z <sub>w</sub> ·γ <sub>w</sub>	18 KN/m <sup>2</sup> γ'·D + (D- 28 KN/m <sup>2</sup>
	=	28	
S <sub>q</sub>	=	1,38	
S <sub>γ</sub>	=	0,73	
S <sub>c</sub>	=	1,41	
L	=	1	
i <sub>q</sub>	=	0	
i <sub>γ</sub>	=	0	
i <sub>c</sub>	=	0	

Carichi provenienti dalla struttura superiore:

	perm.	var.
N	= 10693,75 kg	716,80 kg
	10693,75 kg	716,80 kg

Pressione massima agente (N/A):

q	=	99,85	KN/m <sup>2</sup>		((G X 1,3 + Q X 1,5)/A)			
Rd	=	R	/	γ <sub>R</sub>	=	R	/	1
		99.85	KN/m <sup>2</sup>	<		1057.59	KN/m <sup>2</sup>	VERIFICATO

#### APPROCCIO 2

Combinazione 2 (GEO)

A2-M2-R2

Azioni: amplificate secondo tab. 6.2.I (A2)

G X 1,0 + Q X 1,3

Parametri: secondo tab. 6.2.II (M2)

$\gamma_f$  = 1,25 rad  
 $\phi_d$  =  $\tan^{-1}(\tan(\phi)/1,25)$  = 0,43269 24,79  
 $\phi$  = 0,46188 rad

Resistenze: secondo tab. 6.4.I (R2 - capacità portante)

$\gamma_R$  = 1,8

q	=	(C*Nc*Sc + q*Nq*Sq + 1/2*B* $\gamma$ *Ny*Sy)	=	246,15	KN/m <sup>2</sup>
lim.	=				
$\phi'$	=	24,79	°	0,43	rad
Nq	=	10,42			
N $\gamma$	=	10,55			
Nc	=	20,40			
q	=	se Zw<D se Zw>D Zw)* $\gamma_w$	$\gamma^*D$ $\gamma^*D + (D-$	18	KN/m <sup>2</sup>
	=	28		28	KN/m <sup>2</sup>
Sq	=	1,31			
S $\gamma$	=	0,73			
Sc	=	1,34			
L	=	1			

Carichi provenienti dalla struttura superiore:

N	=	perm. 10693,75	kg	var. 716,80	kg
	=	10693,75	kg	716,80	kg

Pressione massima agente (N/A):

q	=	78,46	KN/m <sup>2</sup>	((G X 1,0 + Q X 1,3)/A)	
Rd	=	R	/	$\gamma_R$	= R / 1,8
		78,46	KN/m <sup>2</sup>	<	136,75 KN/m <sup>2</sup> VERIFICATO

TF2

Calcolo della capacità portante TF2

Dati:

Peso di volume terreno saturo	=	22	KN/m <sup>3</sup>	
Peso di volume terreno	=	18	KN/m <sup>3</sup>	
Peso di volume acqua	=	10	KN/m <sup>3</sup>	
Angolo attrito	=	30	°	0,524 rad
Coesione	=	0		
Profondità di posa fondazione	=	1,00	m	
Lunghezza fondazione	=	1,00	m	
Larghezza fondazione	=	1,50	m	
Spessore fondazione	=	1,00	m	
Quota falda	=	2,00	m	

Carichi:

	var. (kg)	perm. (kg)				var. (kg)	perm. (kg)	var. + perm. (kg)	
P1	=	8601,6							
			37406,25	/	1	=	8602	37406,3	46007,9
Permanenti + variabili						8602	37406,25	46007,9	
Lunghezza TF			=	6	m				
Carico al metro lineare			=			1434	6234,38	7667,98	kg/m

Dimensioni platea di fondazione:

a	=	1	m
b	=	1,5	m
A	=	15000	cm <sup>2</sup>

APPROCCIO 1

Combinazione 1 (STR)

A1-M1-R1

Azioni: amplificate secondo tab. 6.2.I (A1)

G X 1,3 + Q X 1,5

Parametri: secondo tab. 6.2.II (M1)

$\gamma_f$  = 1  
 $\gamma_y$  = 1

Resistenze: secondo tab. 6.4.I (R1 - capacità portante)

$\gamma_R$  = 1

G X 1,3 + Q X 1,5 ≤ Rd

Carico limite unitario:

$$q_{lim} = (C \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) = 1057,59 \text{ KN/m}^2$$

$\phi'$	=	30 °	0,52 rad
$N_q$	=	18,38	
$N_\gamma$	=	22,38	
$N_c$	=	30,11	
$q$	=	se $Z_w < D$ $\gamma \cdot D$ se $Z_w > D$ $\gamma \cdot D + (D - Z_w) \cdot \gamma_w$	18 KN/m <sup>2</sup> 28 KN/m <sup>2</sup>
	=	28	
$S_q$	=	1,38	
$S_\gamma$	=	0,73	
$S_c$	=	1,41	
$L$	=	1	
$I_q$	=	0	
$I_\gamma$	=	0	
$I_c$	=	0	

Carichi provenienti dalla struttura superiore:

	perm.	var.
N	6234,38 kg	1433,60 kg
	6234,38 kg	1433,60 kg

Pressione massima agente (N/A):

q	=	68,37 KN/m <sup>2</sup>		$((G \times 1,3 + Q \times 1,5)/A)$	
Rd	=	R	/	$\gamma_R$	= R / 1
	68,37 KN/m <sup>2</sup>	<	1057,59 KN/m <sup>2</sup>	VERIFICATO	

## APPROCCIO 2

Combinazione 2 (GEO)

A2-M2-R2

Azioni: amplificate secondo tab. 6.2.I (A2)  
G X 1,0 + Q X 1,3

Parametri: secondo tab. 6.2.II (M2)

$\gamma_\gamma$	=	1,25	rad	°
$\phi'_d$	=	$\text{tg}^{-1}(\text{tg}(\phi)/1,25)$	0,43269	24,79

Resistenze: secondo tab. 6.4.I (R2 - capacità portante)

$\gamma_R$	=	1,8	rad
------------	---	-----	-----

$$q_{lim} = (C \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) = 246,15 \text{ KN/m}^2$$

$\phi'$	=	24,79 °	0,43 rad
$N_q$	=	10,42	
$N_\gamma$	=	10,55	
$N_c$	=	20,40	
$q$	=	se $Z_w < D$ $\gamma \cdot D$ se $Z_w > D$ $\gamma \cdot D + (D - Z_w) \cdot \gamma_w$	18 KN/m <sup>2</sup> 28 KN/m <sup>2</sup>
	=	28	
$S_q$	=	1,31	
$S_\gamma$	=	0,73	
$S_c$	=	1,34	
$L$	=	1	

Carichi provenienti dalla struttura superiore:

	perm.	var.
N	6234,38 kg	1433,60 kg
	6234,38 kg	1433,60 kg

Pressione massima agente (N/A):

q	=	55,90 KN/m <sup>2</sup>		$((G \times 1,0 + Q \times 1,3)/A)$	
Rd	=	R	/	$\gamma_R$	= R / 1,8
	55,90 KN/m <sup>2</sup>	<	136,75 KN/m <sup>2</sup>	VERIFICATO	

Con questi ultimi calcoli si ritengono definiti i dimensionamenti delle opere.

Milano, dicembre 2011

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. Giovanni Battista Peduzzi

