

**ITINERARIO RAGUSA-CATANIA**

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"  
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **PA895**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE**

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi

Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

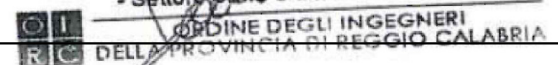
MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. M. Abram
	Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. F. Pambianco
	Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. M. Briganti Botta
	Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. L. Gagliardini
	Dott. Ing. L. Nani	Dott. Geol. G. Cerquiglioni

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci	Dott. Ing. G. Lucibello
	Dott. Ing. A. Signorelli	Dott. Arch. G. Guastella
	Dott. Ing. E. Moscatelli	Dott. Geol. M. Leonardi
	Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi	Dott. Ing. L. Ragnacci
	Dott. Ing. M. Panfilì	Dott. Arch. A. Strati
	Dott. Arch. P. Ghirelli	Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Pelle	
	Dott. Ing. D. Carlacchini	Dott. Ing. F. Aloe
	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. C. Consorti	
	Dott. Ing. V. Rotisciani	Dott. Ing. G. Verini Supplizi
	Dott. Ing. G. Pulli	Dott. Ing. V. Piunno
	Dott. Ing. F. Macchioni	Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

**Dott. Ing. Danilo PELLE**  
Iscrizione all'Albo n° A/3536  
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)  
- Settore civile e ambientale  


**OPERE D'ARTE MINORI**

**TOMBINO DOPPIO SCATOLARE - PROLUNGAMENTO ESISTENTE AL 10+854**

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	B	-
T01TM22STRRE01B				
CODICE ELAB.				
T 0 1 T M 2 2 S T R R E 0 1				
D				
C				
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA	NOVEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
A	EMISSIONE	GIUGNO 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>8</b>
<b>3.1</b>	<b>CALCESTRUZZO MAGRONE DI FONDAZIONE</b> .....	<b>8</b>
<b>3.2</b>	<b>CALCESTRUZZO OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE</b> .....	<b>8</b>
<b>3.3</b>	<b>ACCIAIO D'ARMATURA</b> .....	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI CALCOLO</b> .....	<b>11</b>
<b>4.1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>11</b>
<b>4.2</b>	<b>CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE</b> .....	<b>11</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO</b> .....	<b>12</b>
<b>6</b>	<b>PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI</b> .....	<b>13</b>
<b>6.1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>13</b>
<b>6.2</b>	<b>PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'ANALISI SISMICA</b> .....	<b>13</b>
<b>7</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>15</b>
<b>7.1</b>	<b>CARICHI PERMANENTI</b> .....	<b>15</b>
7.1.1	Peso proprio strutturale (condizione: G1k).....	15
7.1.2	Peso permanente ricoprimento (condizione: G2.1k).....	15
7.1.3	Spinta statica terreno (condizione G2.2k).....	15
<b>7.2</b>	<b>CARICHI VARIABILI</b> .....	<b>15</b>
7.2.1	Spinta idrostatica (Condizione: Qk).....	15
7.2.2	Carico mobile su manufatto (Condizione: Q1).....	16
7.2.3	Carichi a tergo del rilevato (condizione: Q2).....	17
7.2.4	Frenatura.....	17

7.2.5	Forza centrifuga .....	17
7.2.6	Forza del vento .....	17
7.2.7	Variazioni termiche.....	17
7.2.8	Azione sismica (condizioni: E1, E2) .....	17
<b>8</b>	<b>METODO VERIFICHE.....</b>	<b>19</b>
<b>8.1</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....</b>	<b>19</b>
8.1.1	Verifiche di resistenza.....	19
<b>8.2</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....</b>	<b>19</b>
8.2.1	Verifiche delle tensioni di esercizio .....	19
8.2.2	Verifica dello stato limite di fessurazione.....	19
<b>8.3</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....</b>	<b>20</b>
8.3.1	Verifiche di resistenza.....	20
<b>8.4</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITA' .....</b>	<b>20</b>
8.4.1	Verifiche di rigidezza.....	20
<b>9</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO.....</b>	<b>21</b>
<b>10</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>27</b>
<b>10.1</b>	<b>APPROCCIO DI VERIFICA GEOTECNICA .....</b>	<b>27</b>
<b>10.2</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>27</b>
10.2.1	Verifica di portanza.....	27
10.2.2	Verifica di galleggiamento .....	27
<b>11</b>	<b>RISULTATI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE.....</b>	<b>28</b>
<b>11.1</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>28</b>
<b>11.2</b>	<b>SINTESI DEI RISULTATI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE .....</b>	<b>28</b>
<b>11.3</b>	<b>DEFINIZIONE DELLE ARMATURE .....</b>	<b>29</b>

11.3.1 Piastra di fondazione .....	29
11.3.2 Pareti.....	29
11.3.3 Soletta copertura .....	29
11.3.4 Controllo dettagli costruttivi.....	29
<b>12 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI .....</b>	<b>31</b>

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo tratta le analisi e le verifiche strutturali dell'attraversamento idraulico esistente al **km 10+854**. Il prolungamento del manufatto esistente dovrà realizzarsi nell'ambito dell'intervento di realizzazione del "Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S.514 di "Chiaromonte" con la S.S.115 e lo Svincolo della "Ragusana - **LOTTO 1**". In appendice si riportano i "Tabulati di calcolo" e la "Relazione sulle fondazioni"; mentre si rimanda all'elaborato **T01CM00CMSRE01** per il piano di manutenzione e all'elaborato **T01EG04GENSC01** per le specifiche sui materiali.

Il tombino presenta una sezione "doppia" costituita cioè da due sezioni scatolari affiancate di dimensioni interne **4,00 m x 4,50 m** in cemento armato gettato in opera. La fondazione, i piedritti e la soletta hanno uno spessore di 60 cm, ad eccezione del setto centrale (comune ad entrambe le sezioni scatolari) che presenta uno spessore di 40cm. Le verifiche strutturali sono state effettuate considerando la sezione trasversale avente il ricoprimento massimo di terreno, che nel caso in esame è 6,00 m.

### Geometria sezione trasversale tombino

Altezza esterna	5,70 [m]
Lunghezza esterna	9,60 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,60 [m]
Spessore piedritto centrale	0,40 [m]
Spessore piedritto destro	0,60 [m]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore soletta	0,60 [m]

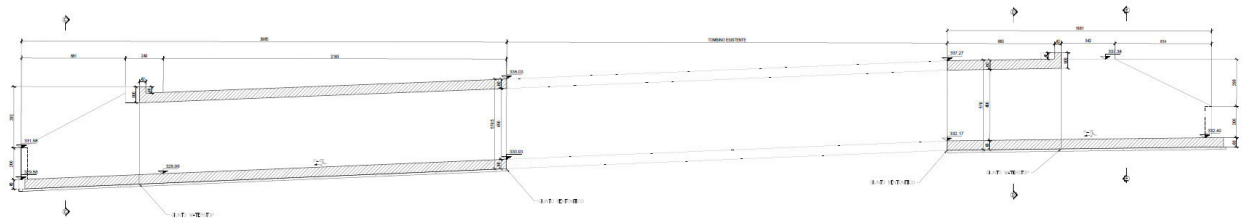


Figura 1-1 "Sezione longitudinale"

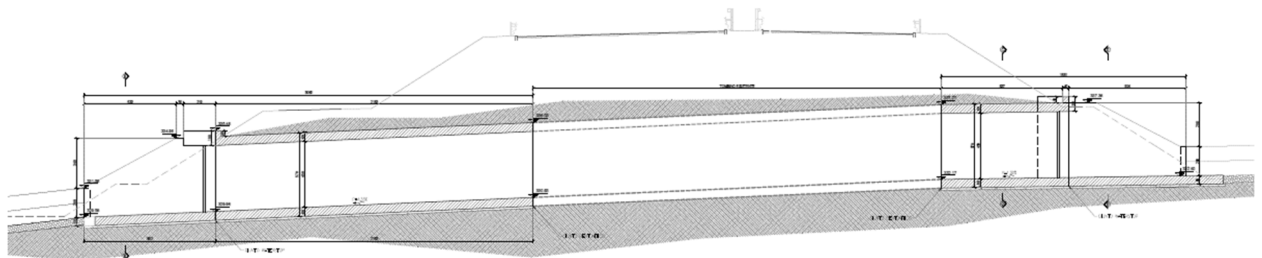


Figura 1-2 "Sezione longitudinale e rilevato stradale"

**RELAZIONE DI CALCOLO**

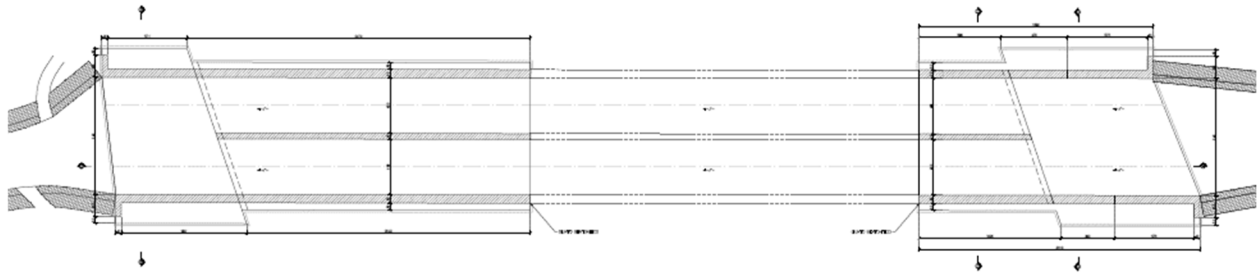


Figura 1-3 "Pianta"

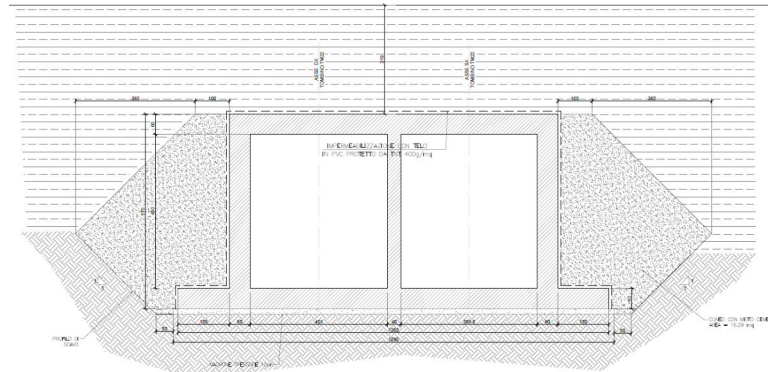


Figura 1-4 "Sezione trasversale"

L'attraversamento idraulico in argomento presenta "lato monte" e "lato valle" un pozzetto costituito da dei setti in cemento armato gettato in opera di spessore pari a 60cm.

**Geometria sezione di monte**

Altezza esterna	5,70 [m]
Larghezza esterna	9,60 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,60 [m]
Spessore piedritto destro	0,60 [m]
Spessore fondazione	0,60 [m]

**Geometria sezione di valle**

Altezza esterna	5,88 [m]
Larghezza esterna	9,60 [m]
Spessore piedritto sinistro	0,60 [m]
Spessore piedritto destro	0,60 [m]
Spessore fondazione	0,60 [m]

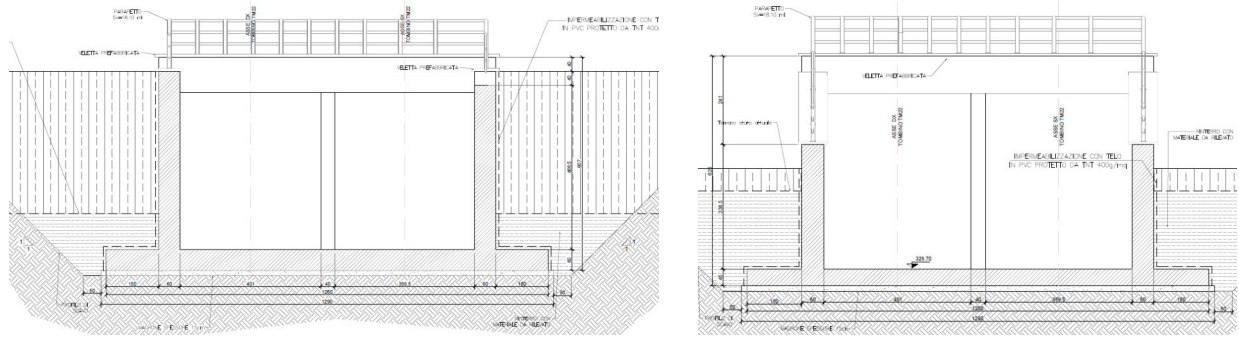


Figura 1- 5 "Sezione trasversale pozzetti di monte e di valle"

## 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- **Legge nr 1086 del 05/11/1971**  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge nr 64 del 02/02/1974**  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 gennaio 2008)**
- **Circolare 617 del 02/02/2009**  
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **UNI EN 206-1:2006**  
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2004**  
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1.
- **UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0**  
Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1**  
Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni generali – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- **UNI EN 1991-2:2005 Eurocodice 1**  
Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- **UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2**  
Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1992-2:2006 Eurocodice 2**  
Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 2: Ponti in calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- **UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7**  
Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.



- **UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7**  
Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- **UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8**  
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998-2:2009 Eurocodice 8**  
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 2: Ponti.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 CALCESTRUZZO MAGRONE DI FONDAZIONE

Per tale tipologia di calcestruzzi, si è individuata una classe di esposizione **X0**. Per tale classe, la UNI 11104 impone le seguenti prescrizioni:

- Massimo rapporto acqua/cemento:.....**Nessuna prescrizione**
- Minima classe di resistenza:.....**C12/15**
- Minimo contenuto in cemento(Kg/m3):...**Nessuna prescrizione**

Alla luce di quanto esposto, di seguito le caratteristiche del calcestruzzo scelto:

<b>Rck</b>	<b>15</b>	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cubica calcestruzzo
<b>γc</b>	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
<b>acc</b>	0,85		coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata
<b>Ecm</b>	27267	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
<b>fck</b>	12,45	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo
<b>fcd</b>	7,06	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica di calcolo a compressione del calcestruzzo
<b>fcmm</b>	20,45	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
<b>fctm</b>	1,61	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica media a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fctk</b>	1,13	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica caratteristica a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fctd</b>	0,75	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica di calcolo a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fbd</b>	1,69	N/mm <sup>2</sup>	resistenza tangenziale di aderenza
<b>fcfm</b>	1,93	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a trazione per flessione

#### 3.2 CALCESTRUZZO OPERE IN FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE

Per tale tipologia di calcestruzzi, si è individuata una classe di esposizione **XA2** - "Ambiente chimico moderatamente aggressivo". Per tale classe, la UNI 11104 impone le seguenti prescrizioni:

- Massimo rapporto acqua/cemento:..... **0,50**
- Minima classe di resistenza:.....**C32/40**
- Minimo contenuto in cemento(Kg/m3):...**340**

Alla luce di quanto esposto, di seguito le caratteristiche del calcestruzzo scelto:

<b>Rck</b>	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cubica calcestruzzo
<b>γc</b>	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
<b>acc</b>	0,85		coefficiente riduttivo resistenze di lunga durata
<b>Ecm</b>	33643	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
<b>fck</b>	33,20	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo
<b>fcd</b>	18,81	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica di calcolo a compressione del calcestruzzo
<b>fcmm</b>	41,20	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo

RELAZIONE DI CALCOLO

<b>fctm</b>	3,10	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica media a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fctk</b>	2,17	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica caratteristica a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fctd</b>	1,45	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica di calcolo a trazione calcestruzzo <C50/60
<b>fbd</b>	3,25	N/mm <sup>2</sup>	resistenza tangenziale di aderenza
<b>fcfm</b>	3,72	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a trazione per flessione

**COPRIFERRO**

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo conto delle tolleranze di posa delle armature. Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della progettazione delle armature alla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV della Circolare 2 Febbraio 2009, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di tabella 4.1.IV delle NTC 2008. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura - barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli) - e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti) o monodimensionale (travi, pilastri).

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	AMBIENTE	BARRE DA C.A. ELEMENTI A PIASTRA		BARRE DA C.A. ALTRI ELEMENTI		CAVI DA C.A.P. ELEMENTI A PIASTRA		CAVI DA C.A.P. ALTRI ELEMENTI	
			C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ORDINARIO	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	AGGRESSIVO	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	MOLTO AGGRESSIVO	35	40	40	45	45	50	50	50

Per le strutture in esame, in base alla categoria di esposizione - **XA2** "condizione ambientale aggressiva" - ed alla classe del calcestruzzo scelta (C32/40), per gli elementi a piastra (solette, pareti, platee) ne deriva un copriferro minimo per "barre da c.a." di **30mm**. A tale valore di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a **10 mm**, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Si impiega pertanto un copriferro **per le strutture di fondazione ed in elevazione pari a 40mm**.

**3.3 ACCIAIO D'ARMATURA**

Per l'armatura degli elementi in cemento armato, viene utilizzato un acciaio B450C, caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tab. 11.3.Ia

$f_{y\ nom}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t\ nom}$	540 N/mm <sup>2</sup>

**RELAZIONE DI CALCOLO**

E deve rispettare i requisiti richiesti indicati nella seguente tabella.

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo $f_{tk}$	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{y\ nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12\ mm$	4 $\phi$
	$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 $\phi$
	per $16 < \phi \leq 25\ mm$	8 $\phi$
	per $25 < \phi \leq 40\ mm$	10 $\phi$

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

Le caratteristiche del materiale sono quindi di seguito riassunte.

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450\ MPa$
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540\ MPa$
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7,5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y\ misurato}/f_{y\ nom}$	$\leq 1,25$
Resistenza a fatica assiale*	2 milioni di cicli
Resistenza a carico ciclico*	3 cicli/sec (deformazione 1,5÷4 %)
Idoneità al raddrizzamento dopo piega*	Mantenimento delle proprietà meccaniche
Controllo radiometrico**	superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995
* = prove periodiche annuali	

## 4 CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI CALCOLO

### 4.1 GENERALITA'

Le analisi e le verifiche sull'opera sono state condotte nel pieno rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni adottando, di conseguenza, un approccio di calcolo di tipo prestazionale basato sul ricorso del Metodo degli Stati Limite.

Come indicato dalle NTC2008 al 2.6.1, nelle verifiche nei confronti dello stato limite ultimo strutturali (STRU) e geotecnici (GEO), si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Si utilizza l'**approccio 2** che utilizza un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali **(A1+M1+R3)**.

### 4.2 CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE

Lo stato di sollecitazione della struttura viene desunto da un codice di calcolo (CDSWin - S.T.S.).

Per quanto riguarda il tombino, la struttura in progetto, nonostante lo sviluppo longitudinale, viene schematizzata come un concio scatolare di estensione 1 metro. Elementi orizzontali ed elementi verticali sono rappresentati da elementi shell la cui sezione sarà data da una dimensione fissa (1 metro, ossia l'estensione del concio analizzato) e una dimensione variabile (lo spessore degli elementi) che rappresenta la dimensione effettiva in progetto.

Il modello di calcolo è assimilabile ad uno schema statico bidimensionale, chiuso e continuo, nel quale l'interazione con la struttura di fondazione è tenuta in conto tramite una modellazione del terreno alla Winkler. Il coefficiente di reazione non è tuttavia una proprietà intrinseca del materiale costituente la fondazione, ma è funzione anche delle caratteristiche della struttura in appoggio sia in termini di estensione che di rigidità.

Per tale ragione, in una prima fase, la costante di Winkler è ipotizzata. Con tale ipotesi viene eseguito un primo dimensionamento del concio. Questo dimensionamento è sufficiente per la determinazione delle pressioni, della portanza, dei cedimenti e della costante di Winkler. Il valore così ottenuto è reinserito quindi nel modello di calcolo. Il processo iterativo viene interrotto non appena le differenze di sollecitazione sono ritenute trascurabili e/o non dimensionanti.

Per i pozzetti "lato monte" e "lato valle", invece, le analisi e le verifiche sono effettuate considerando il manufatto come un muro ad "U" trascurando il contributo del setto di collegamento. I criteri di progettazione e di calcolo sono i medesimi utilizzati per la verifica del tombino.

I modelli di calcolo hanno tenuto conto delle seguenti considerazioni:

- le camerette di monte e valle, o intermedie, sono separate dai tombini scatolari da giunti waterstop che garantiscono continuità idraulica, ma non strutturale;
- i tombini scatolari presentano una distribuzione spaziale costante, mentre per le camerette, generalmente a sezione aperta, la variabilità riguarda piuttosto la geometria dei setti laterali.

La modellazione piana, riferendosi alla sezione maggiormente sollecitata sia dal punto di vista dei carichi statici che dinamici, non differisce dalla modellazione intera tridimensionale, o al più ne differisce in forma lievemente conservativa non considerando le ridistribuzioni di sollecitazioni agli elementi limitrofi meno sollecitati.

## 5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

La caratterizzazione del terreno in cui la struttura è immersa viene suddiviso nei tre strati: ricoprimento, rinfiando e di fondazione. Per ogni strato occorre fornire i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni (peso di volume, angolo di attrito, attrito terreno-struttura, coesione, adesione, ecc.).

Data la natura della infrastruttura, ossia viabilità in rilevato, il terreno di rinfiando corrisponde sempre al terreno di ricoprimento (caratteristiche da materiale di riporto). Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati per le analisi.

- **STRATO DI RICOPRIMENTO**

Descrizione	Rilevato	
Peso di volume	20,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

- **STRATO DI RINFIANCO**

Descrizione	Rilevato	
Peso di volume	20,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0,00	[MPa]

Contrariamente, il terreno di fondazione, presenta le caratteristiche dei terreni affioranti in loco o in taluni casi è ancora definito da materiale di riporto. I parametri geotecnici sono desunti dallo studio geologico allegato al progetto al quale si rimanda per tutti i maggiori dettagli.

L'ampia campagna di indagine condotta sulle aree di intervento consente di individuare con precisione la natura e le caratteristiche geomeccaniche di ciascun sito. Di seguito si riportano i parametri impiegati per le verifiche geotecniche dell'opera in progetto:

- **STRATO DI FONDAZIONE**

• Litotipo	Qm	
• Descrizione	Depositi limnici, silt e argille lacustri	
• Peso di volume	19,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
• Angolo di attrito	23,00	[°]
• Coesione	0,020	[MPa]
• Coesione non drenata	0,000	[MPa]
• Modulo di elasticità	22,6	[MPa]

## 6 PARAMETRI E COEFFICIENTI SISMICI

### 6.1 GENERALITA'

Per il calcolo sismico dell'opera in esame si è fatto riferimento alle indicazioni delle NTC2008 con il concetto di "pericolosità sismica di base" come elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Tale pericolosità è quella relativa a condizioni ideali di sito con superficie topografica orizzontale e terreno di tipo rigido (Categoria A). Le indicazioni sulla pericolosità sismica di base dell'interno territorio nazionale sono fornite dalla predetta normativa, in termini di:

- **ag** accelerazione orizzontale massima del terreno;
- **Fo** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T\*c** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tali valori sono forniti per ciascun nodo del reticolo di riferimento con maglia di circa 10km e per ciascun periodo di ritorno  $T_R$ . Il periodo di ritorno è ricavabile mediante la seguente relazione.

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

dove

- $V_R$  Vita di riferimento per l'azione sismica
- $P_{VR}$  Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

La vita di riferimento è funzione della vita nominale tramite la classe d'uso. La probabilità di superamento è funzione dello stato limite considerato. Gli stati limite analizzati sono SLV, SLD e SLO.

Gli spettri di progetto associati ai vari stati limite di interesse sono determinati a partire dai parametri di pericolosità sismica sopra esposti (determinati in funzione del tempo di ritorno), dai coefficienti di amplificazione stratigrafica  $S_s$  e topografica  $S_T$ .

### 6.2 PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'ANALISI SISMICA

Per la definizione dello spettro utilizzato nel calcolo sismico, sono stati considerati i seguenti parametri.

#### CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE (PAR. 3.2.2 NTC08)

Identificazione sito:.....	Tombino km 10+854
Comune:.....	Chiaromonte Gulfi
Provincia:.....	Ragusa
Latitudine:.....	37.022165°
Longitudine:.....	14.660218°
Categoria di sottosuolo:.....	B
Categoria topografica:.....	T1
Zona sismica amministrativa.....	2

La categoria di sottosuolo è desunta dall'elaborato **T01GE03GEORE01**.

**VITA NOMINA E CLASSE D'USO (2.4.2 NTC08)**

Vita nominale:.....	50anni
Classe d'uso:.....	IV
Cu.....	2
Vita di riferimento:.....	100anni

**TIPOLOGIA STRUTTURALE E FATTORE DI STRUTTURA**

Per la determinazione del fattore di struttura per l'opera in esame si è fatto riferimento a quanto le NTC08 prevedono per i ponti.

Nel caso in oggetto, la struttura è stata assimilata a delle spalle connesse in maniera rigida all'impalcato con i piedritti che sostengono un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza (p.to 7.9.5.6.2). Si tratta pertanto di strutture che si muovono col terreno ai sensi della Tabella 7.9.I, caratterizzate da peridi di vibrazione in direzione orizzontale molo bassi e per le quali si assume un valore **di  $q_0=q=1,0$** .

Per strutture con tali proprietà, le forze di inerzia possono essere determinate considerando un'accelerazione pari a  **$a_g * S$** .



## 7 ANALISI DEI CARICHI

### 7.1 CARICHI PERMANENTI

#### 7.1.1 Peso proprio strutturale (condizione: G1k)

Il peso strutturale è calcolato automaticamente dal software di calcolo strutturale e quindi è tenuto in conto automaticamente durante la fase di progettazione.

#### 7.1.2 Peso permanente ricoprimento (condizione: G2.1k)

Il carico sulla soletta è stato determinato mediante il metodo della *pressione geostatica* secondo il quale la pressione viene calcolata come prodotto tra il peso del volume di terreno per l'altezza del ricoprimento (tale carico tiene conto anche dell'eventuale pavimentazione, considerando uno spessore di ricoprimento  $H_{\text{rinterro}}$  comprensivo del suddetto).

$$P_v = \gamma_{\text{rinterro}} \times H_{\text{rinterro}} \times L_{\text{telaio}} \quad (1m)$$

#### 7.1.3 Spinta statica terreno (condizione G2.2k)

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_o = 1 - \sin\phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono:

$$\sigma = \gamma z K_o + P_v K_o$$

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_o + P_v K_o$$

dove  $P_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della soletta,  $H$  è l'altezza di spinta.

### 7.2 CARICHI VARIABILI

#### 7.2.1 Spinta idrostatica (Condizione: Qk)

Per i tombini in esame i carichi accidentali che possono gravare sulla fondazione sono rappresentati dal peso dell'acqua assunto pari a 10 kN/mc. A favore di sicurezza il carico di riempimento del fondo è stato comunque annoverato nei carichi accidentali anziché in quelli permanenti.

Il carico uniformemente distribuito sulla fondazione è pari a:

$$P_a = \gamma_{\text{acqua}} \times 0,8 \times h \times L_{\text{telaio}} \quad (1m)$$

dove  $h$  è l'altezza netta interna della sezione scatolare.

La pressione laterale, ad una generica profondità  $z$ , e la spinta idrostatica totale agente sui piedritti di altezza  $H$  valgono:

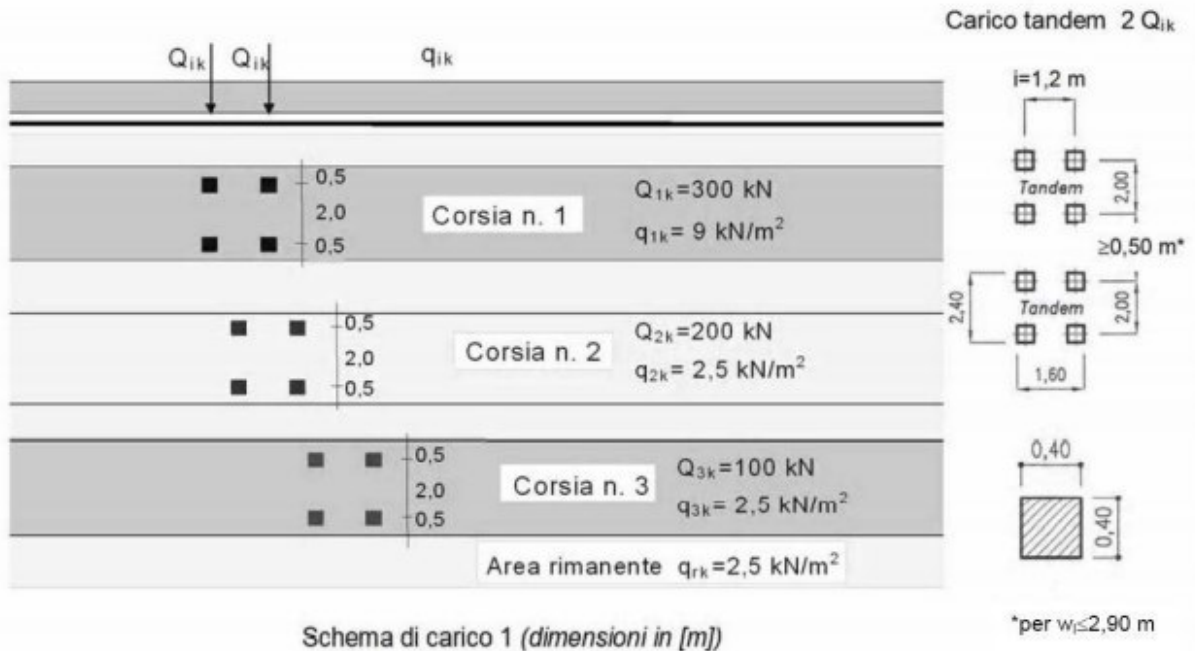
$$\sigma = \gamma z K$$

$$S = \gamma H K$$

assumendo  $K = 1$ .

### 7.2.2 Carico mobile su manufatto (Condizione: Q1)

Le azioni variabili da traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti.



Dato che la sezione è parallela all'asse stradale e dato che viene analizzato un concio di larghezza perpendicolare all'asse stradale pari ad 1 metri, si considera una sola corsia di carico ed in particolare la corsia di carico numero 1 con valori di carico distribuito e carico tandem pari rispettivamente a:

$$q_{1k} = 9\text{ kN/m}^2$$

$$Q_{1k} = 300\text{ kN}$$

Si precisa che secondo il Testo Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

I carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso il ricoprimento si considera pari a  $30^\circ$ . La diffusione attraverso la soletta e fino a metà della stessa si considera invece pari a  $45^\circ$ .

I due assi da 300kN vengono ripartiti e trasmessi sulla soletta considerando una diffusione attraverso ricoprimento e soletta.

Il valore del carico tandem complessivo è pari a 600kN. Tale carico è ripartito su una impronta di carico i cui lati, a quota asse soletta, sono visionabili nel foglio di calcolo sotto riportato.

In senso trasversale impronte di carico di due veicoli posti in due corsie convenzionali affiancate si sovrappongono. A favore di sicurezza si prendono in considerazione le prime due corsie convenzionali i cui carichi per ruota sono rispettivamente di 150kN e 100kN.

I carichi distribuiti riferiti agli assi tandem delle due corsie di carico sono quindi sommati e usati nelle verifiche.

Assieme al carico concentrato agente sulle impronte delle ruote agisce anche un carico uniformemente distribuito con intensità pari a 9kN/mq.

### 7.2.3 Carichi a tergo del rilevato (condizione: Q2)

La spinta delle terre dovuta all'azione dei sovraccarichi accidentali posti sul rilevato a tergo dei piedritti dello scatolare viene valutata con riferimento ad un sovraccarico di 9kN/mq agente sul rilevato a tergo dello scatolare.

Tale carico viene applicato solo a tergo del piedritto di sinistra, onde massimizzare lo sbilanciamento delle forze per la verifica della struttura scatolare.

### 7.2.4 Frenatura

Per quanto riguarda l'azione di frenatura, definita al paragrafo 5.1.3.5 del D.M.14/01/08, viene considerata azione trascurabile ai fini del dimensionamento dei tombini.

### 7.2.5 Forza centrifuga

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione centrifuga non presenta componente trasversale per lo scatolare.

### 7.2.6 Forza del vento

Poiché la sezione dello scatolare considerata nel modello di calcolo è parallela all'asse stradale, l'azione del vento non presenta componente trasversale per lo scatolare.

### 7.2.7 Variazioni termiche

Trattandosi di un manufatto interrato, si ritiene trascurabile l'effetto delle variazioni termiche, con ordine di grandezza nettamente inferiore all'entità delle sollecitazioni in gioco.

### 7.2.8 Azione sismica (condizioni: E1, E2)

L'azione sismica è tenuta in conto tramite due contributi, E1 ed E2 descrivibili come segue:

- E1 – gli incrementi sismici della spinta esercitata dal terrapieno a tergo dei piedritti;
- E2 – le azioni sismiche dovute alle masse strutturali.

### 7.2.8.1 Incremento sismico di spinta piedritti (condizione: E1\_Spinta SLV/SLO)

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta può essere calcolato per via pseudo-statica.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, il valore del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  è valutato mediante l'espressione:

$$k_h = \beta_m * a_{max} / g$$

dove:  $a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito =  $S_S * S_T * a_g$

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

$S_S * S_T$  = coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica

Per elementi che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Con tali ipotesi, sono stati calcolati due incrementi di pressione, una relativa alla condizione di stato limite di *salvaguardia della vita* e una relativa alla condizione di stato limite di *operatività*.

### 7.2.8.2 Azioni sismiche dovute alle masse (condizione: E2\_Sisma SLV/SLO)

L'azione sismica è tenuta in conto tramite una Analisi Lineare Statica così come indicato al 7.3.3.2 delle NTC2008, applicando forze orizzontali statiche al sistema strutturale, equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica.

In ragione del paragrafo 7.3.2 delle NTC 2008, è possibile utilizzare l'Analisi Lineare Statica in quanto la risposta sismica di un concio di lunghezza unitaria, in ogni direzione principale, non dipende significativamente dai modi di vibrare superiori. In tale tipo di analisi, l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare, l'azione sismica si modella direttamente attraverso lo spettro di progetto.

Le due azioni derivanti dal sisma sopra descritte, ossia **E1** ed **E2**, sono state applicate in una sola direzione, in particolare la direzione +y, parallela alla sezione dello scatolare e all'asse stradale.

**L'omissione dell'analisi in direzione -x è legata alla simmetria dell'opera che conduce ad un comportamento equivalente nelle due direzioni e quindi a stessi fattori di sicurezza.**

**L'omissione dell'analisi in direzione +x/-x è legata alla modellazione e relativa verifica piana (piano y-z) dello scatolare, che risulta essere a favore di sicurezza non considerando le inevitabili ridistribuzioni di forze agli elementi vicini.**

## 8 METODO VERIFICHE

### 8.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

#### 8.1.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerando una sola famiglia di combinazioni (indicata come **A1 -M1-R3**) in conseguenza dell'utilizzo dell'**approccio 2** della normativa.

Si ricorda brevemente come il caso **A1 - M1 - R3** prevede che vengano incrementate le azioni permanenti e variabili con i coefficienti ( $\gamma_G, \gamma_Q$ ) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire sia le capacità strutturali delle opere che interagiscono con il terreno sia le verifiche rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

### 8.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

#### 8.2.1 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti si seguito riportati.

- Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio.

Per il conglomerato cementizio, la massima tensione di compressione,  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,6f_{ck} \quad \text{per la combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 0,45f_{ck} \quad \text{per la combinazione quasi permanente}$$

- Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizione di esercizio.

Per l'acciaio, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8f_{yk}$$

#### 8.2.2 Verifica dello stato limite di fessurazione

In base alla classe di esposizione individuata, XA2, classificata come condizione ambientale aggressiva, ed in base alla tipologia di armatura utilizzata, armatura poco sensibile, si individuano due verifiche entrambe di controllo di apertura delle fessure. In particolare, si deve verificare che:

ap.fessure $\leq$ w2=0,3mm per la combinazione frequente

ap.fessure $\leq$ w1=0,2mm per la combinazione quasi permanente

### 8.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

#### 8.3.1 Verifiche di resistenza

Si ripropongono verifiche di resistenza così come eseguito per le verifiche allo stato limite ultimo, ma con azioni derivanti dalle forze indotte dall'azione sismica.

Secondo quanto indicato al paragrafo 7.3.7.1 delle NTC 2008, per le strutture in classe IV le verifiche di resistenza dovrebbero includere anche quelle con il limite SLD; il tutto come indicato anche nella tabella C7.1.I della Circolare 2009. All'uopo si osserva che l'opera è progettata con un fattore di comportamento  $q$  pari ad 1, pertanto lo spettro relativo all'SLV risulta necessariamente sempre maggiore di quello all'SLD. In virtù di tale circostanza il soddisfacimento delle verifiche di resistenza all'SLV implica il soddisfacimento delle verifiche all'SLD e per questo tali ultime verifiche vengono omesse.

### 8.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITA'

#### 8.4.1 Verifiche di rigidezza

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso IV, si deve controllare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per classi d'uso I e II. Il limite scelto è pari a:

$$dr < 2/3 * 0,005h$$

dove:

dr = spostamento d'interpiano.

h = altezza d'interpiano.

## 9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.12. del D.M.14/01/08 per quello che riguarda le strutture assimilabili a ponti/viadotti e che sorreggono carichi variabili da traffico.

**Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico**

		<i>Carichi sulla carreggiata</i>				<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
		<b>Carichi verticali</b>		<b>Carichi orizzontali</b>		<b>Carichi verticali</b>
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3 <sup>a</sup> categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						



**RELAZIONE DI CALCOLO**

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. <sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. <sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna <sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali					

MANDATARIA:

MANDANTI:



**RELAZIONE DI CALCOLO**

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento $q_s$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_s$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Come sopra esposto, si è fatto riferimento all'approccio 2 e quindi a coefficienti A1 – M1 – R3.

**TOMBINO SCATOLARE**

Numero di condizioni di carico : 10

Numero di combinazioni di carico : 17

Condizione

- 1 G1k\_Peso Proprio Strutturale
- 2 G2.1k\_ Sovraccarico permanente sulla soletta (ricoprimento)
- 3 G2.2k\_ Sovraccarico permanente sui piedritti (spinta terreno)
- 4 Qk\_ Sovraccarico accidentale sulla fondazione e sui piedritti (acqua)
- 5 E1\_Spinta SLV\_ Sovrappinta sismica del terreno sui piedritti SLV
- 6 E1\_ Spinta SLO\_ Sovrappinta sismica del terreno sui piedritti SLO
- 7 Q1\_Veicolo tandem
- 8 Q2\_Veicolo distribuito
- 9 E2\_Sisma SLU
- 10 E2\_Sisma SLO

MANDATARIA:

MANDANTI:

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

		CONDIZIONI DI CARICO									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,5	0,6	0	0
2		1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,125	1,5	0	0
3		1	1	1	1,35	0	0	1,5	0,6	0	0
4		1	1	1	1,35	0	0	1,125	1,5	0	0
5		1	1	1	0	1	0	0	0	1	0
6		1	1	1	0	-1	0	0	0	-1	0

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

		CONDIZIONI DI CARICO									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		1	1	1	0	0	0	1	0,4	0	0
2		1	1	1	0	0	0	0,75	1	0	0
3		1	1	1	1	0	0	1	0,4	0	0
4		1	1	1	1	0	0	0,75	1	0	0

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

		CONDIZIONI DI CARICO									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		1	1	1	0	0	0	0,75	0	0	0
2		1	1	1	0	0	0	0	0,4	0	0
3		1	1	1	1	0	0	0,75	0	0	0
4		1	1	1	1	0	0	0	0,4	0	0

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

		CONDIZIONI DI CARICO									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		1	1	1	0	0	0	0	0	0	0

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

		CONDIZIONI DI CARICO									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		1	1	1	0	0	1	0	0	0	1
2		1	1	1	1	0	1	0	0	0	1

**CAMERETTE DI MONTE E DI VALLE (SE PRESENTI, INTERMEDIE)**

Numero di condizioni di carico : 8

Numero di combinazioni di carico : 11

Condizione

- 1 G1k\_Peso Proprio Strutturale
- 2 G2.1k\_ Sovraccarico permanente sulla soletta (ricoprimento)\*
- 3 G2.2k\_ Sovraccarico permanente sui piedritti (spinta terreno)
- 4 Qk\_ Sovraccarico accidentale sulla fondazione e sui piedritti (acqua)
- 5 E1\_Spinta SLV\_ Sovraspinta sismica del terreno sui piedritti SLV
- 6 E1\_Spinta SLO\_ Sovraspinta sismica del terreno sui piedritti SLO
- 7 E2\_Sisma SLU
- 8 E2\_Sisma SLO

(\* ) La condizione di carico n°2 si annulla per le sezioni aperte di monte, valle e/o intermedie.

Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

	CONDIZIONI DI CARICO							
	1	2*	3	4	5	6	7	8
1	1,3	1,3	1,3	0	0	0	0	0
2	1	1	1	1,3	0	0	0	0
3	1	1	1	0	1	0	1	0
4	1	1	1	0	-1	0	-1	0

(\* ) La condizione di carico n°2 si annulla per le sezioni aperte di monte, valle e/o intermedie.

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

	CONDIZIONI DI CARICO							
	1	2*	3	4	5	6	7	8
1	1	1	1	0	0	0	0	0
2	1	1	1	1	0	0	0	0

(\* ) La condizione di carico n°2 si annulla per le sezioni aperte di monte, valle e/o intermedie.

Combinazioni FREQUENTI Stati Limite di Esercizio

	CONDIZIONI DI CARICO							
	1	2*	3	4	5	6	7	8
1	1	1	1	0	0	0	0	0
2	1	1	1	1	0	0	0	0

(\* ) La condizione di carico n°2 si annulla per le sezioni aperte di monte, valle e/o intermedie.

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Combinazioni QUASI PERMANENTI Stati Limite di Esercizio

		CONDIZIONI DI CARICO							
		1	2*	3	4	5	6	7	8
1		1	1	1	0	0	0	0	0

(\*) La condizione di carico n°2 si annulla per le sezioni aperte di monte, valle e/o intermedie.

Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

		CONDIZIONI DI CARICO							
		1	2*	3	4	5	6	7	8
1		1	1	1	0	0	1	0	1
2		1	1	1	1	0	1	0	1

(\*) La condizione di carico n°2 si annulla per le sezioni aperte di monte, valle e/o intermedie.

Si fa presente che data l'assenza di carichi variabili considerati su tali strutture, le combinazioni allo stato limite di esercizio presentano i medesimi carichi e impegnano i pozzetti in egual modo. Si procede quindi alla verifica di una sola combinazione SLE.

## 10 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 10.1 APPROCCIO DI VERIFICA GEOTECNICA

I terreni di fondazione vengono verificati tramite le sollecitazioni ottenute dalle combinazioni dell'APPROCCIO 2 (A1+M1+R3) in cui i coefficienti del terreno sono unitari, ma vengono ridotte le resistenze globali tramite R3.

Tali azioni sono quindi quelle uscenti dal software con il quale è stata modellata la struttura in elevazione, dato che anche questa è stata approcciata con la medesima combinazione di coefficienti.

Per quanto riguarda l'azione derivante dall'analisi sismica, data la progettazione non dissipativa con  $q=1$ , non si prevede alcun incremento. Il YRd di maggiorazione è quindi pari ad 1.

### 10.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Per le caratteristiche dei terreni interessati e per la geometria del tombino, si rimanda ai capitoli 1 e 5.

#### 10.2.1 Verifica di portanza

Il calcolo della capacità portante è condotto con l'espressione di Brich-Hansen.

La verifica è condotta con l'ausilio di un codice di calcolo (CDG – S.T.S.) attraverso il confronto tra le pressioni di contatto tra terreno e platea di fondazione e il carico limite calcolato, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

#### 10.2.2 Verifica di galleggiamento

La verifica viene trascurata, dato che dalle indagini geologiche svolte, non si è rinvenuta falda a profondità interferenti con l'opera in progetto.

## 11 RISULTATI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE

In appendice sono riportati i tabulati di calcolo dai quali è possibile prendere visione dei risultati dell'analisi condotta sull'opera, comprese le verifiche descritte in precedenza. In particolare, il fascicolo contiene le risultanze dei modelli di calcolo di seguito elencati, definiti - di volta in volta - in relazione alla geometria del manufatto e con riferimento ad una sezione di lunghezza unitaria (ad eccezione delle sezioni più articolate per le quali si è adottata una schematizzazione tridimensionale):

- sezione tombino doppio scatolare, dim.  $2 \times \{ 400(b) \times 450(h) \times 60(s1) \times 60/40(s2) \text{ cm} \}$ ;
- sezione di monte, dim.  $840(b) \times 510(h) \times 60(s) \text{ cm}$ ;
- sezione di valle, dim.  $840(b) \times 528(h) \times 60(s) \text{ cm}$ .

Al fine di agevolare la lettura del fascicolo di calcolo, di seguito si illustra la modellazione strutturale operata con l'ausilio del software, rendendo più chiara la definizione degli elementi strutturali per la corretta interpretazione dei risultati delle verifiche.

### 11.1 MODELLO DI CALCOLO

Tutti gli elementi strutturali che compongono il modello di calcolo (sia a sezione scatolare per il tombino che a sezione aperta ad "U" per le camerette) sono univocamente identificati attraverso i nodi 3d del modello di calcolo, le cui coordinate x, y, z ne determinano la posizione rispetto all'origine del sistema. Nello specifico, la piastra di fondazione, le pareti verticali e, nel caso della sezione scatolare, la soletta di copertura sono definiti con l'elemento tipo shell.

Al modello di calcolo sono quindi applicati, nelle diverse condizioni, i carichi definiti nei paragrafi precedenti, distribuiti sugli shell, i cui valori sono desumibili dai tabulati. La condizione di carico n°1, associata al peso proprio, è definita di default dal software.

### 11.2 SINTESI DEI RISULTATI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE

Le verifiche hanno riguardato tutti gli elementi del modello di calcolo.

Per gli elementi shell orizzontali (piastra di base e soletta di copertura per la sezione scatolare) le verifiche sono condotte a partire dalla definizione dei perimetri delle singole "piastre", in ragione della quota di appartenenza. Nella fattispecie, è definito alla "quota 0" il perimetro associato alla fondazione e alla "quota 1" il perimetro associato alla copertura. Per tali elementi sono eseguite le verifiche SLU, rispetto alle azioni SLV e SLD, e le verifiche SLE.

Per gli elementi shell verticali (pareti scatolare e pareti camerette) le verifiche sono condotte a partire dalla definizione di un gruppo di quote a cui far appartenere le generatrici dei singoli "setti". Nella fattispecie, nell'ambito del gruppo di quote che va da "quota 0" a "quota 1" sono state definite le generatrici che individuano i setti corrispondenti alle pareti verticali. Anche per tali elementi sono eseguite le verifiche SLU, alle azioni SLV e SLD, e le verifiche SLE.

Il software non consente la visualizzazione delle sollecitazioni per gli elementi shell, ma è possibile prendere visione dei valori nelle tabelle di calcolo riportate nel tabulato attraverso la sequenza di dati "quota-perimetro-nodo 3d" per gli elementi shell orizzontali (tipo piastra) e la sequenza di dati "gruppo di quote-generatrice-nodo 3d" per gli elementi shell verticali (tipo setto).

### 11.3 DEFINIZIONE DELLE ARMATURE

In ragione delle quantità di armatura (cmq/m) desunte dalle calcolazioni e riportate nelle tabelle di verifica per tutti i macro-elementi tipo shell, sono state definite le distinte dei ferri di armatura riportate negli allegati grafici. Rispetto alla definizione pressoché automatica delle armature proposta dal software, in virtù della sola scelta del diametro e del range di passo della maglia principale e di eventuali raffittimenti, le distinte sono state opportunamente manipolate, garantendo il quantitativo di armatura previsto in automatico dal software (ciò di per sé assicura il superamento delle verifiche).

#### 11.3.1 Piastra di fondazione

##### 11.3.1.1 Tombino scatolare

La platea di fondazione in c.a. (spess.60cm) è armata con  $\emptyset 24/20$ cm, superiormente ed inferiormente, in direzione trasversale all'asse e con  $\emptyset 24/20$ cm, superiormente e inferiormente, in direzione longitudinale all'asse.

##### 11.3.1.2 Pozzetti di monte e di valle

La platea di fondazione in c.a. (spess.60cm) è armata con  $\emptyset 20/20$ cm, superiormente ed inferiormente, in direzione trasversale all'asse e con  $\emptyset 20/20$ cm, superiormente e inferiormente, in direzione longitudinale all'asse.

#### 11.3.2 Pareti

##### 11.3.2.1 Tombino scatolare

Le pareti in c.a. (spess.40/60cm) sono armate con  $\emptyset 24/20$ cm, superiormente ed inferiormente, in direzione trasversale all'asse e con  $\emptyset 20/20$ cm, superiormente e inferiormente, in direzione longitudinale all'asse.

##### 11.3.2.2 Pozzetti di monte e di valle

Le pareti in c.a. (spess.60cm) sono armate con  $\emptyset 20/20$ cm, superiormente ed inferiormente, in direzione trasversale all'asse e con  $\emptyset 20/20$ cm, superiormente e inferiormente, in direzione longitudinale all'asse. Per il tratto iniziale, di maggiore altezza, l'armatura trasversale è realizzata con  $\emptyset 24/20$ cm, superiormente ed inferiormente.

##### 11.3.3 Soletta copertura

La soletta di copertura in c.a. del tombino scatolare (spess.60cm) è armata con  $\emptyset 24/20$ cm, superiormente ed inferiormente, in direzione trasversale all'asse e con  $\emptyset 24/20$ cm, superiormente e inferiormente, in direzione longitudinale all'asse.

##### 11.3.4 Controllo dettagli costruttivi

La norma prevede che la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura (intesa come rapporto tra l'area dell'armatura e l'area della sezione di calcestruzzo), per le pareti, sia compresa tra 0,2% e 4%.

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Il software di calcolo effettua in automatico la verifica di tali limiti, avendo imposto i prescritti normativi nel disegno delle armature. Tuttavia si rende esplicita la verifica di tali dettagli costruttivi attraverso le tabelle di seguito riportate.

Per gli elementi con spess.60cm, si ha:

	b (cm)	h (cm)	c (cm)	A <sub>c</sub> (cmq)	Ø (mm)	A <sub>Ø</sub> (cmq)	passo (cm)	A <sub>s</sub> (cmq)	%	
% max di progetto <b>Ø24/20cm</b>	100	60	4	5600	<b>24</b>	4,52	<b>20</b>	45,24	<b>0,81%</b>	VERIFICATO
% min di progetto <b>Ø20/20cm</b>	100	60	4	5600	<b>20</b>	3,14	<b>20</b>	31,42	<b>0,56%</b>	VERIFICATO

Per l'elemento con spess.40cm, si ha:

	b (cm)	h (cm)	c (cm)	A <sub>c</sub> (cmq)	Ø (mm)	A <sub>Ø</sub> (cmq)	passo (cm)	A <sub>s</sub> (cmq)	%	
% max di progetto <b>Ø24/20cm</b>	100	40	4	3600	<b>24</b>	4,52	<b>20</b>	45,24	<b>1,26%</b>	VERIFICATO
% min di progetto <b>Ø20/20cm</b>	100	40	4	3600	<b>20</b>	3,14	<b>20</b>	31,42	<b>0,87%</b>	VERIFICATO

La verifica dello spessore minimo viene omessa in quanto trattasi di strutture scatolari non adibite ad uso abitativo e quindi non soggette al limite minimo così come indicato dal TU 2008 al 7.4.6.1.4.



## 12 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

L'analisi strutturale è stata elaborata per sezioni a metro lineare, *avendo ritenuto tale modellazione corretta sia perché il rapporto fra sviluppo longitudinale e dimensioni trasversali è elevato e sia perché le azioni sollecitanti principali, di traffico, spinte delle terre e sisma trasversale, sono nettamente superiori di eventuali azioni longitudinali.*

Per il calcolo si è utilizzato un software agli elementi finiti, assemblando elementi tipo shell. Chiaramente questi elementi bidimensionali approssimano meglio il comportamento reale della sezione distribuendo le azioni esterne agenti su pareti e piastre.

In automatico, il codice di calcolo verifica la necessità della armatura di base nelle due direzioni (*di fatti progetta anche le armature di ripartizione*) e individua le zone in cui necessitano eventuali raffittimenti. *Per l'opera in esame i raffittimenti sono stati in generale evitati preferendo stessa armatura, sia interna che esterna, lungo le pareti e stessa armatura, sia superiore che inferiore, per soletta e piastra di fondazione, salvo l'aggiunta, laddove necessario, di armatura ad "L" negli angoli con sagomati terminali a 45° - in tal modo con la stessa armatura si offre maggiore resistenza sia ai momenti negativi (lombi esterni) e sia ad azioni di taglio, sempre più elevate in prossimità di nodi soletta-pareti.* Trattandosi di opere di modesta entità, la non eccessiva differenziazione di passi e diametri (*a volte poco superiore al minimo di calcolo e/o al minimo di norma*) facilita l'esecutività senza incrementare gli oneri.

Poiché il software non consente una rappresentazione grafica delle sollecitazioni per gli elementi tipo shell, ma solo la visualizzazione del loro stato tensionale (in termini di tensioni ideali o tensioni nelle due direzioni) e l'impegno di armatura nelle due direzioni, al fine di validare in maniera più semplice l'attendibilità dei calcoli, si è proceduto - *a parità di geometria e carichi* - a schematizzare, sempre con un modello agli elementi finiti, le pareti e le solette con elementi tipo beam (asta).

Attraverso tale schematizzazione è possibile visualizzare nell'ambiente di lavoro del software l'involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni di maggiore interesse, ossia Momento Mx e Taglio Ty, consentendo le verifiche di controllo per le sezioni rettangolari di base 100 cm e altezze coincidenti con gli spessori di pareti e solette (la piastra di base è comunque schematizzata come trave di fondazione su suolo elastico alla Winkler). Come si vede nelle immagini della tabella di sintesi riportata in appendice, la sola visualizzazione dei diagrammi di involuppo delle sollecitazioni Mx e Ty consente l'immediata identificazione dei rispettivi valori massimi e quindi il controllo dell'idoneità dell'armatura prevista.

Per facilitare l'esame delle elaborazioni eseguite con l'ausilio del codice di calcolo, ribadendo che i tabulati riportano le verifiche di tutti gli elementi tipo shell del modello di calcolo implementato (ritenuto il più adeguato), sono stati sintetizzati in un foglio di calcolo i valori delle azioni resistenti a flessione e a taglio con il contributo del solo calcestruzzo teso, considerato che è consentito l'impiego di membrane sprovviste di specifiche armature trasversali resistenti a taglio.

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo. La verifica di resistenza (SLU) si pone con  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$  dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta:

$$V_{Rd} = \{ (0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_{wd} \cdot d$$

con:

- $k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $d$  = altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );
- $b_w$  = larghezza minima della sezione (in mm).

Laddove le sollecitazioni superano i valori di taglio del solo calcestruzzo teso si considera il contributo dell'armatura integrativa dovuta alla presenza degli spilli, che incrementa in maniera significativa la resistenza a taglio delle pareti/solette.

Confrontando le sollecitazioni di momento massimo e taglio massimo di ognuno dei quattro elementi dello scatolare (per come riportati nella tabella di sintesi) risulta immediato confrontare le azioni massime di involuppo con quelli resistenti, sia a flessione che a taglio.

In particolare, per la resistenza a taglio si riportano tre valori:

- quello del taglio resistente massimo del solo calcestruzzo teso;
- quello di resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente o con spilli  $\phi 12/20''$ , in prossimità degli angoli nelle due direzioni;
- quello più significativo, laddove necessario, offerto da ferri sagomati  $\phi 24/20''$  nella direzione principale, aumentando significativamente la resistenza sia flessionale che di taglio secondo la direzione principale trasversale dello scatolare.

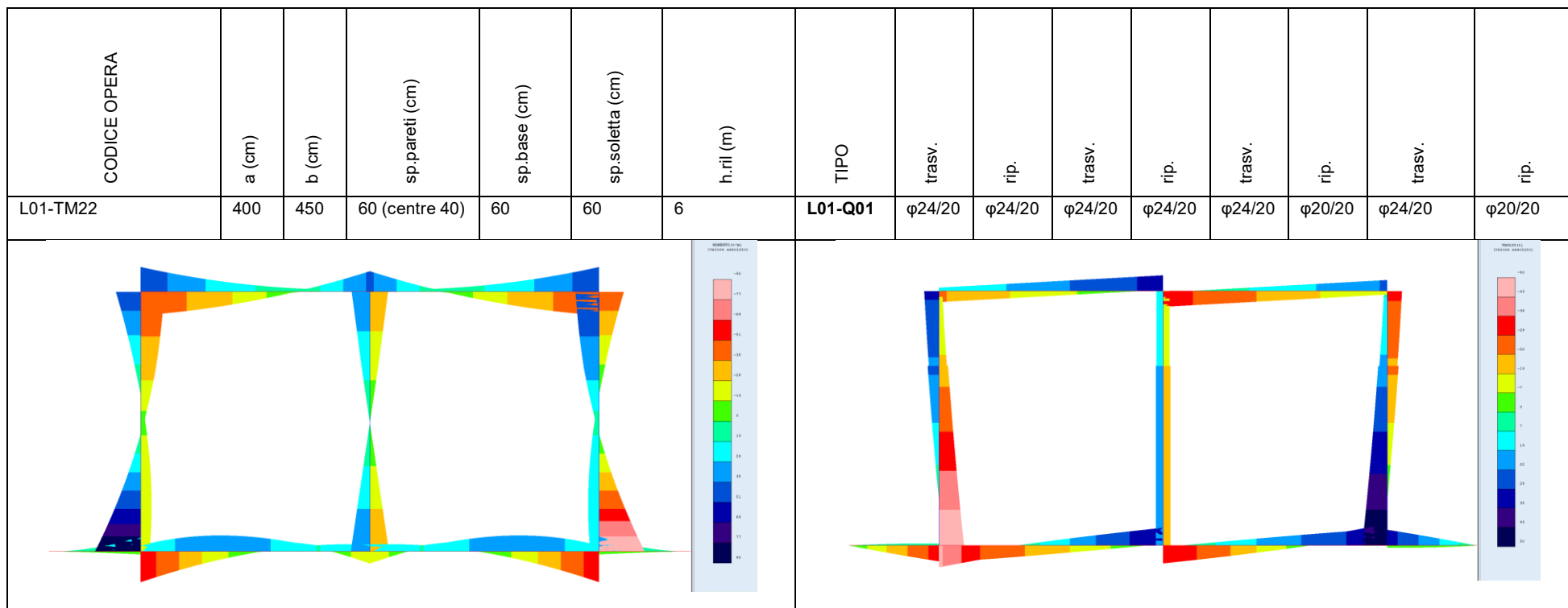
*Si evidenzia che, per le opere in esame, sono comunque sempre presenti, anche nelle zone centrali di pareti e solette, spilli  $\phi 12/40''$  - che in prossimità dei nodi (per circa 80 cm) si infittiscono a  $\phi 12/20''$ , in entrambe le direzioni, impartendo resistenza a taglio necessaria ed il rispetto dei prescritti di norma.*

Le tabelle di sintesi riportate in appendice, utili per la rapida verifica delle armature, riguardano la sola sezione scatolare. La schematizzazione con elementi tipo beam è stata reiterata anche per tutte le sezioni di calcolo di monte, valle e intermedie, così da validare ciascuna calcolazione.

Posto però che il modello ad aste ha il lo scopo di dimostrare l'attendibilità del software e dei risultati ottenuti sul modello di calcolo principale con elementi tipo shell, la sola rappresentazione della sezione maggiormente sollecitata del tombino dà sufficiente nota della validità delle calcolazioni eseguite e sulle quali si fondano il progetto/verifica delle sezioni strutturali.

## APPENDICE - TABELLA DI SINTESI

Di seguito la sintesi dei risultati del modello di calcolo a sezione scatolare con elementi tipo beam con evidenza dei valori massimi delle sollecitazioni di momento, taglio e sforzo normale, desunti dai rispettivi diagrammi di involucro e utili per il controllo delle risultanze rispetto ai valori limite di cui alla tabella successiva. La rappresentazione si completa con lo schema delle armature che dà evidenza del rispetto delle verifiche.



CODICE OPERA	PIASTRA DI FONDAZIONE				SOLETTA				PARETI LATERALI				PARETE CENTRALE			
	$M_{Ex}$ [t m]	$V_{Ey}$ [t]	$N_E$ [t]	Asl [cm <sup>2</sup> ]	$M_{Ex}$ [t m]	$V_{Ey}$ [t]	$N_E$ [t]	Asl [cm <sup>2</sup> ]	$M_{Ex}$ [t m]	$V_{Ey}$ [t]	$N_E$ [t]	Asl [cm <sup>2</sup> ]	$M_{Ex}$ [t m]	$V_{Ey}$ [t]	$N_E$ [t]	Asl [cm <sup>2</sup> ]
L-01-TM22	60,2	43,6	42,2	40,2	48,8	31,6	16,4	39,6	89,8	50,3	3,4	73	84,7	33,3	74,8	30,2

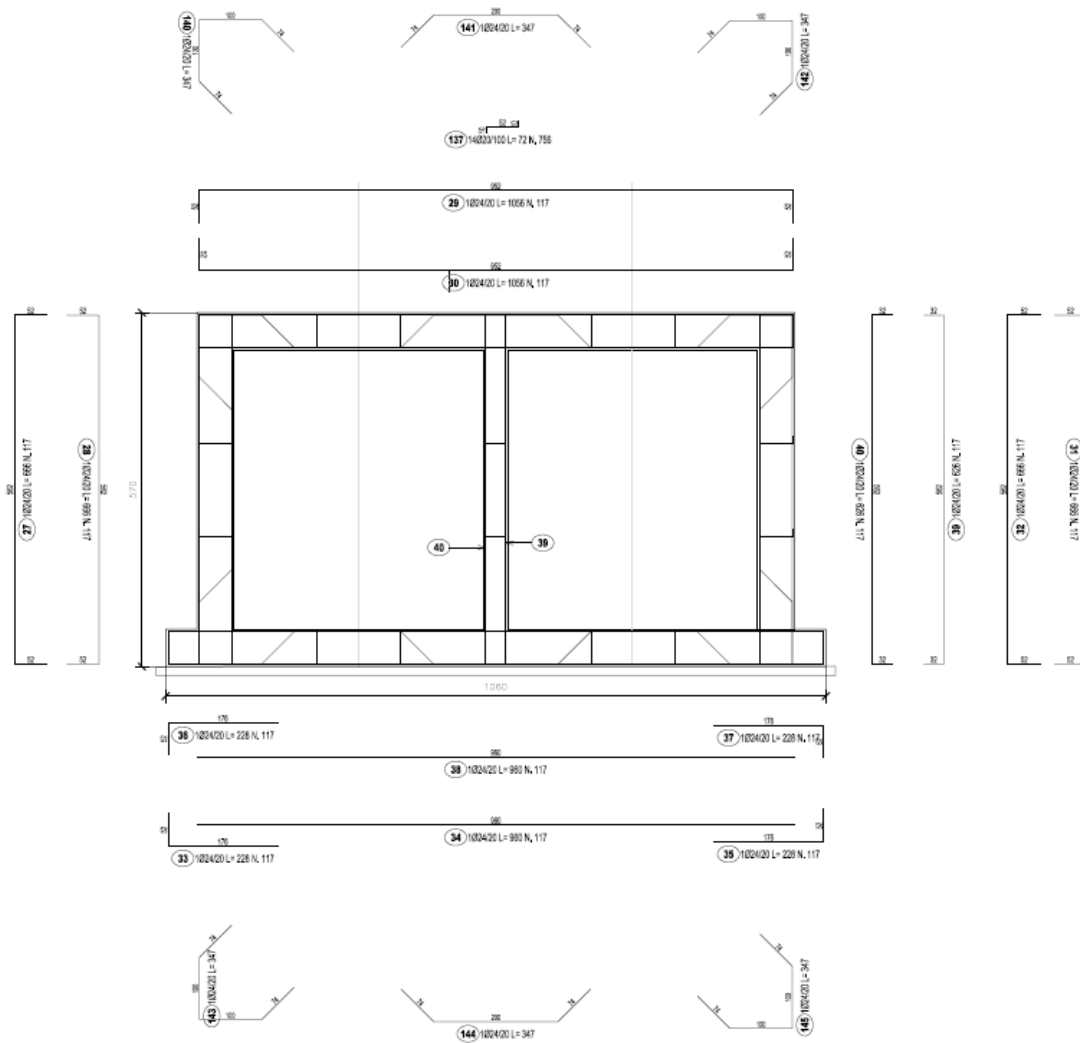
verifiche SLU - FLESSIONE

SEZIONE TRASVERSALE				ARMATURA $\phi 24/20$			$M_{Rd}$ [t m]	$V_{Rd}$ [t]	ARMATURA $\phi 20/20$			$M_{Rd}$ [t m]	$V_{Rd}$ [t]
h [cm]	b [cm]	c [cm]	d' [cm]	$\phi_1$ [mm]	$n_1$	$A_{s11}$ [mm <sup>2</sup> ]	Momento resistente della sezione	Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$\phi_2$ [mm]	$n_2$	$A_{s12}$ [mm <sup>2</sup> ]	Momento resistente della sezione	Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso
30	100	4	26	24	5	2262	19,47	17,97	20	5	1571	13,52	15,91
40	100	4	36	24	5	2262	28,32	20,76	20	5	1571	19,67	18,38
50	100	4	46	24	5	2262	37,18	23,24	20	5	1571	25,82	20,58
60	100	4	56	24	5	2262	46,03	25,51	20	5	1571	31,96	22,81
70	100	4	66	24	5	2262	54,88	27,62	20	5	1571	38,11	25,70
80	100	4	76	24	5	2262	63,73	29,61	20	5	1571	44,26	28,52
90	100	4	86	24	5	2262	72,58	31,50	20	5	1571	50,40	31,30

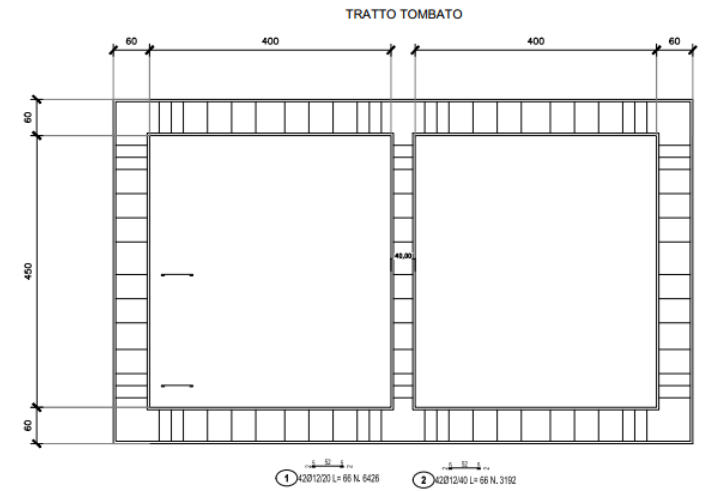
verifiche SLU - TAGLIO

SEZIONE TRASVERSALE				ARMATURA DEGLI SPILLI A 90° $\phi 12/20$			$V_{Rd}$ [t]	ARMATURA SAGAMOTI A 45° $\phi 24/20$			$V_{Rd}$ [t]
h [cm]	b [cm]	c [cm]	d' [cm]	$\phi_{sw2}$ [mm]	$n_{b2}$	$A_{sw2}$ [mm <sup>2</sup> ]	Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	$\phi_{sw2}$ [mm]	$n_{b2}$	$A_{sw2}$ [mm <sup>2</sup> ]	Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente
30	100	4	26	12	5	565	25,90	24	5	2262	73,20
40	100	4	36	12	5	565	35,80	24	5	2262	101,39
50	100	4	46	12	5	565	45,80	24	5	2262	129,50
60	100	4	56	12	5	565	55,70	24	5	2262	157,70
70	100	4	66	12	5	565	65,70	24	5	2262	185,90
80	100	4	76	12	5	565	75,70	24	5	2262	214,00
90	100	4	86	12	5	565	85,60	24	5	2262	242,21

## DISTINTA DELLE ARMATURE

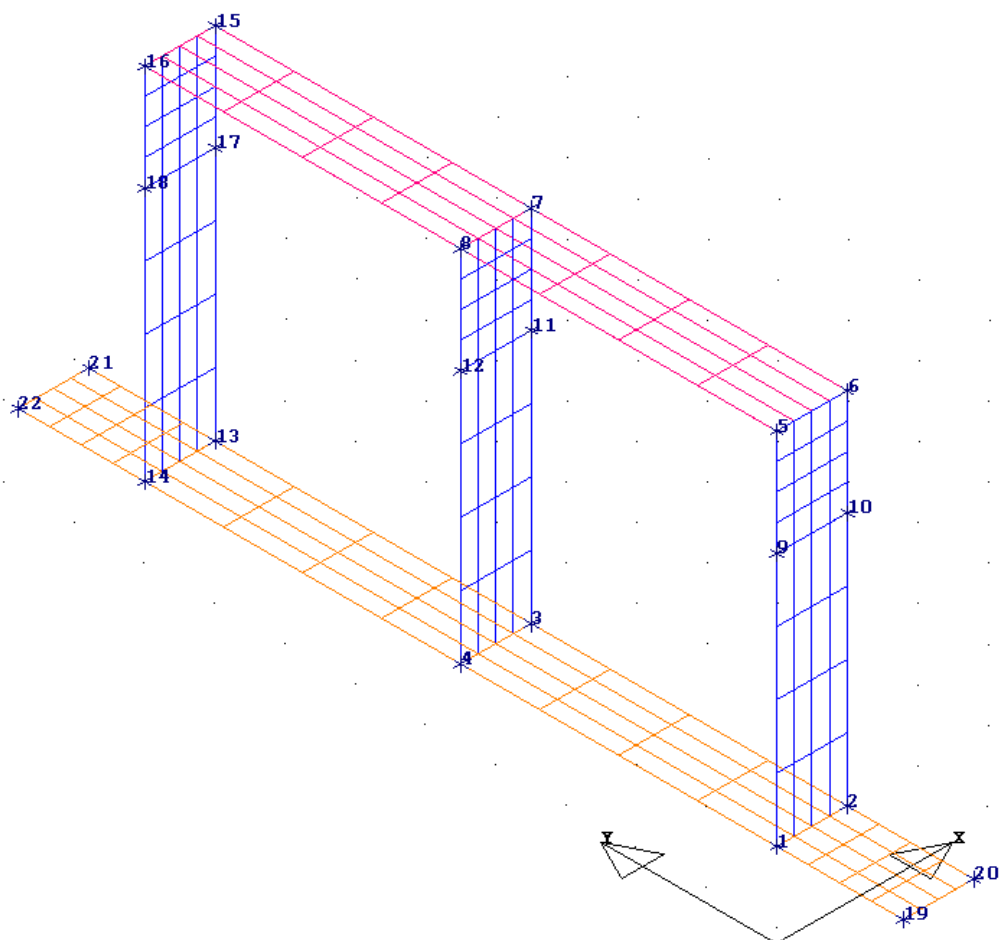


## DETTAGLIO SPILLI



## DOPPIA SEZIONE SCATOLARE 400cm x 450cm

Sfondazione 60cm - S<sub>soletta</sub> 60cm - S<sub>pedritti-laterali</sub> 60cm - S<sub>pedritto-centrale</sub> 40cm



MATERIALI SHELL IN C.A.											
IDENT		CARATTERISTICHE					DURABILITA'			COPRIFERRO	
Mat.	Rig	Classe	Classe	Mod. E	Pois-	Gamm a	Tipo	Tipo	Toll.	Setti	Piastre
N.ro	Fls	CLS	Acciaio	kg/cmq	son	kg/mc	Ambiente	Armatura	Copr.	(cm)	(cm)
1	100	C32/40	B450C	333457	0,20	2500	XA2	SENSIBILE	1,00	4,0	4,0

MATERIALI SHELL IN C.A.																								
CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																								
Cri Nro	Tipo Elem	fck	fcd	rod	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/ Ac	Mt/ Mtu	Wra mm	Wfr mm	Wpe mm	σcRar kg/cmq	σcPer kg/cmq	σfRar	Spo Rar	Spo Fre	Spo Per	Coe Vis	euk
1	SETTI	320,0	181,0	181,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50			0,2	0,0	192,0	144,0	3600					

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	IV Cu=2.0
Longitudine Est (Grd)	14,66022	Latitudine Nord (Grd)	37,02216
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Direzione Sisma (Grd)	90	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	60,00
Accelerazione Ag/g	0,06	Periodo T'c (sec.)	0,27
Fo	2,50	Fv	0,83
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,13
Periodo TC (sec.)	0,39	Periodo TD (sec.)	1,84
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			

SOFTWARE: C.D.S. - Full - Rel.2020

**C.D.S.**

Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	101,00
Accelerazione Ag/g	0,09	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,42	Fv	0,97
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,13
Periodo TC (sec.)	0,40	Periodo TD (sec.)	1,95
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.</b>			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	949,00
Accelerazione Ag/g	0,32	Periodo T'c (sec.)	0,46
Fo	2,36	Fv	1,80
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,10	Periodo TB (sec.)	0,20
Periodo TC (sec.)	0,59	Periodo TD (sec.)	2,88
<b>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C. A. - DIR. 1</b>			
Classe Duttilita'	BASSA		
AlfaU/Alfa1	1,00		
Fattore di struttura 'q'	1,00		
<b>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C. A. - DIR. 2</b>			
Classe Duttilita'	BASSA		
AlfaU/Alfa1	1,00		
Fattore di struttura 'q'	1,00		
<b>COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI</b>			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50

**COORDINATE DEI NODI**

IDENT. Nodo3d N.ro	POSIZIONE NODO			ATTRIBUTI		PESO SISMICO		
	Coord.X (m)	Coord.Y (m)	Coord.Z (m)	Filo N.ro	Piano Sism.	Dir. X (t)	Dir. Y (t)	Dir. Z (t)
1	1,00	1,00	0,00	1	0	0,82	0,82	0,82
2	2,00	1,00	0,00	2	0	0,82	0,82	0,82
3	2,00	5,50	0,00	3	0	0,27	0,27	0,27
4	1,00	5,50	0,00	4	0	0,27	0,27	0,27
5	1,00	1,00	5,10	1	0	0,00	0,98	0,98
6	2,00	1,00	5,10	2	0	0,00	0,98	0,98
7	2,00	5,50	5,10	3	0	0,00	1,92	1,92
8	1,00	5,50	5,10	4	0	0,00	1,92	1,92
9	1,00	1,00	3,60	1	0	0,12	0,12	0,12
10	2,00	1,00	3,60	2	0	0,12	0,12	0,12
11	2,00	5,50	3,60	3	0	0,08	0,08	0,08
12	1,00	5,50	3,60	4	0	0,08	0,08	0,08
13	2,00	10,00	0,00	5	0	0,82	0,82	0,82
14	1,00	10,00	0,00	6	0	0,82	0,82	0,82
15	2,00	10,00	5,10	5	0	0,00	0,98	0,98
16	1,00	10,00	5,10	6	0	0,00	0,98	0,98
17	2,00	10,00	3,60	5	0	0,12	0,12	0,12
18	1,00	10,00	3,60	6	0	0,12	0,12	0,12
19	1,00	-0,80	0,00	7	0	0,63	0,63	0,63
20	2,00	-0,80	0,00	8	0	0,63	0,63	0,63
21	2,00	11,80	0,00	9	0	0,63	0,63	0,63
22	1,00	11,80	0,00	10	0	0,63	0,63	0,63

**DATI SHELL SPAZIALI**

Shell N.ro	IDENTIFICAZIONE								CARATTERISTICHE SEZIONE				SUDDIVIS.					
	Filo 1	Filo 2	Filo 3	Filo 4	Quota1 (m)	Quota2 (m)	Quota3 (m)	Quota4 (m)	Nod3d 1	Nod3d 2	Nod3d 3	Nod3d 4	Sez. N.ro	Spess (cm)	Kwinkl kg/cmc	Tipo Mat.	MeshX	MeshY
1	1	2	3	4	0,00	0,00	0,00	0,00	1	2	3	4	1	60,0	20,00	1	4	4
2	1	2	3	4	5,10	5,10	5,10	5,10	5	6	7	8	2	60,0	0,00	1	4	4
3	1	2	2	1	0,00	0,00	3,60	3,60	1	2	10	9	2	60,0	0,00	1	4	4
4	4	3	3	4	0,00	0,00	3,60	3,60	4	3	11	12	3	40,0	0,00	1	4	4
5	1	2	2	1	3,60	3,60	5,10	5,10	9	10	6	5	2	60,0	0,00	1	4	4
6	4	3	3	4	3,60	3,60	5,10	5,10	12	11	7	8	3	40,0	0,00	1	4	4
7	4	3	5	6	0,00	0,00	0,00	0,00	4	3	13	14	1	60,0	20,00	1	4	4
8	6	5	5	6	0,00	0,00	3,60	3,60	14	13	17	18	2	60,0	0,00	1	4	4
9	6	5	5	6	3,60	3,60	5,10	5,10	18	17	15	16	2	60,0	0,00	1	4	4
10	4	3	5	6	5,10	5,10	5,10	5,10	8	7	15	16	2	60,0	0,00	1	4	4
11	7	8	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	19	20	2	1	1	60,0	20,00	1	4	4
12	6	5	9	10	0,00	0,00	0,00	0,00	14	13	21	22	1	60,0	20,00	1	4	4

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 2						ALIQUOTA SISMICA: 100			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
2	0	-12,00	-12,00	-12,00	-12,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0	-12,00	-12,00	-12,00	-12,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0	-21,00	-21,00	-21,00	-21,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	0	-21,00	-21,00	-21,00	-21,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 3						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
3	1	-9,55	-9,55	-6,04	-6,04	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	-6,04	-6,04	-5,16	-5,16	0,00	0,00	0,00	0,00
8	1	9,55	9,55	6,04	6,04	0,00	0,00	0,00	0,00
9	1	6,04	6,04	5,16	5,16	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 4						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
1	0	-3,60	-3,60	-3,60	-3,60	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1	3,40	3,40	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0	-3,60	-3,60	-3,60	-3,60	0,00	0,00	0,00	0,00
8	1	-3,40	-3,40	-0,60	-0,60	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 5						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
3	1	-1,10	-1,10	-1,10	-1,10	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	-1,10	-1,10	-1,10	-1,10	0,00	0,00	0,00	0,00
8	1	1,10	1,10	1,10	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00
9	1	1,10	1,10	1,10	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 6						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
3	1	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
8	1	0,10	0,10	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
9	1	0,10	0,10	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 7						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell	Riferi	P.a	P.b	P.c	P.d	Q.ab	Q.bc	Q.cd	Q.da



**C.D.S.**

N.ro	mento	t/mq	t/mq	t/mq	t/mq	t/ml	t/ml	t/ml	t/ml
2	0	-1,29	-1,29	-1,29	-1,29	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0	-1,29	-1,29	-1,29	-1,29	0,00	0,00	0,00	0,00

**CARICHI SUGLI SHELL**

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 8						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
2	0	-0,90	-0,90	-0,90	-0,90	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0	-0,90	-0,90	-0,90	-0,90	0,00	0,00	0,00	0,00

**COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.**

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6
G1 PESO PROPRIO	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00	0,00	1,35	1,35	0,00	0,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1 VEICOLO TANDEM	1,50	1,13	1,50	1,13	0,00	0,00
Q2 VEICOLO DISTRIBUI	0,60	1,50	0,60	1,50	0,00	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	-1,00
Masse conc. dir. 180	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**COMBINAZIONI RARE - S.L.E.**

DESCRIZIONI	1	2	3	4
G1 PESO PROPRIO	1,00	1,00	1,00	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,00	1,00	1,00	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,00	1,00	1,00	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00	0,00	1,00	1,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00	0,00	0,00	0,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1 VEICOLO TANDEM	1,00	0,75	1,00	0,75
Q2 VEICOLO DISTRIBUI	0,40	1,00	0,40	1,00
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00
Masse conc. dir. 180	0,00	0,00	0,00	0,00

**COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.**

DESCRIZIONI	1	2	3	4
G1 PESO PROPRIO	1,00	1,00	1,00	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,00	1,00	1,00	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,00	1,00	1,00	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00	0,00	1,00	1,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00	0,00	0,00	0,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00	0,00	0,00	0,00
Q1 VEICOLO TANDEM	0,75	0,00	0,75	0,00
Q2 VEICOLO DISTRIBUI	0,00	0,40	0,00	0,40
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00
Masse conc. dir. 180	0,00	0,00	0,00	0,00

**COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.**

DESCRIZIONI	1
G1 PESO PROPRIO	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00
Q1 VEICOLO TANDEM	0,00
Q2 VEICOLO DISTRIBUI	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00
Masse conc. dir. 180	0,00

SPOSTAMENTI SISMICI RELATIVI													
IDENTIFICATIVO				INVILUPPO S.L.D.				INVILUPPO S.L.O.				Stringa di Controllo Verifica	
Filo N.ro	Quota inf. (m)	Quota sup. (m)	Nodo inf. N.ro	Nodo sup. N.ro	Sis ma N.ro	Com bin N.ro	Spostam. Calcolo (mm)	Spostam. Limite (mm)	Sis ma N.ro	Com bin N.ro	Spostam. Calcolo (mm)		Spostam. Limite (mm)
1	0,00	0,90	1	76	1	5	0,594	4,500	1	5	0,431	3,000	VERIFICATO
1	0,90	1,80	76	81	1	5	1,006	4,500	1	5	0,742	3,000	VERIFICATO
1	1,80	2,70	81	86	1	5	1,126	4,500	1	5	0,810	3,000	VERIFICATO
1	2,70	3,60	86	9	1	6	1,174	4,500	1	6	0,854	3,000	VERIFICATO
1	3,60	3,97	9	112	1	6	0,469	1,875	1	6	0,345	1,250	VERIFICATO
1	3,97	4,35	112	117	1	6	0,428	1,875	1	6	0,316	1,250	VERIFICATO
1	4,35	4,72	117	122	1	6	0,365	1,875	1	6	0,266	1,250	VERIFICATO
1	4,72	5,10	122	5	1	5	0,290	1,875	1	5	0,209	1,250	VERIFICATO
2	0,00	0,90	2	80	1	5	0,594	4,500	1	5	0,431	3,000	VERIFICATO
2	0,90	1,80	80	85	1	5	1,006	4,500	1	5	0,742	3,000	VERIFICATO
2	1,80	2,70	85	90	1	5	1,126	4,500	1	5	0,810	3,000	VERIFICATO
2	2,70	3,60	90	10	1	6	1,174	4,500	1	6	0,854	3,000	VERIFICATO
2	3,60	3,97	10	116	1	6	0,469	1,875	1	6	0,345	1,250	VERIFICATO
2	3,97	4,35	116	121	1	6	0,428	1,875	1	6	0,316	1,250	VERIFICATO
2	4,35	4,72	121	126	1	6	0,365	1,875	1	6	0,266	1,250	VERIFICATO
2	4,72	5,10	126	6	1	5	0,290	1,875	1	5	0,209	1,250	VERIFICATO
3	0,00	0,90	3	98	1	6	0,477	4,500	1	6	0,340	3,000	VERIFICATO
3	0,90	1,80	98	103	1	6	1,090	4,500	1	6	0,777	3,000	VERIFICATO
3	1,80	2,70	103	108	1	6	1,351	4,500	1	6	0,963	3,000	VERIFICATO
3	2,70	3,60	108	11	1	6	1,264	4,500	1	6	0,901	3,000	VERIFICATO
3	3,60	3,97	11	131	1	5	0,420	1,875	1	6	0,299	1,250	VERIFICATO
3	3,97	4,35	131	136	1	5	0,320	1,875	1	5	0,228	1,250	VERIFICATO
3	4,35	4,72	136	141	1	5	0,195	1,875	1	5	0,139	1,250	VERIFICATO
3	4,72	5,10	141	7	1	5	0,048	1,875	1	5	0,034	1,250	VERIFICATO
4	0,00	0,90	4	94	1	6	0,477	4,500	1	6	0,340	3,000	VERIFICATO
4	0,90	1,80	94	99	1	6	1,090	4,500	1	6	0,777	3,000	VERIFICATO
4	1,80	2,70	99	104	1	6	1,351	4,500	1	6	0,963	3,000	VERIFICATO
4	2,70	3,60	104	12	1	6	1,264	4,500	1	6	0,901	3,000	VERIFICATO
4	3,60	3,97	12	127	1	5	0,420	1,875	1	6	0,299	1,250	VERIFICATO
4	3,97	4,35	127	132	1	5	0,320	1,875	1	5	0,228	1,250	VERIFICATO
4	4,35	4,73	132	137	1	5	0,195	1,875	1	6	0,139	1,250	VERIFICATO
4	4,73	5,10	137	8	1	5	0,048	1,875	1	5	0,034	1,250	VERIFICATO
5	0,00	0,90	13	164	1	6	0,594	4,500	1	6	0,431	3,000	VERIFICATO
5	0,90	1,80	164	169	1	6	1,006	4,500	1	6	0,742	3,000	VERIFICATO
5	1,80	2,70	169	174	1	6	1,126	4,500	1	6	0,810	3,000	VERIFICATO
5	2,70	3,60	174	17	1	5	1,174	4,500	1	5	0,854	3,000	VERIFICATO
5	3,60	3,97	17	182	1	5	0,469	1,875	1	5	0,345	1,250	VERIFICATO
5	3,97	4,35	182	187	1	5	0,428	1,875	1	5	0,316	1,250	VERIFICATO
5	4,35	4,72	187	192	1	5	0,365	1,875	1	5	0,266	1,250	VERIFICATO
5	4,72	5,10	192	15	1	6	0,290	1,875	1	6	0,209	1,250	VERIFICATO
6	0,00	0,90	14	160	1	6	0,594	4,500	1	6	0,431	3,000	VERIFICATO
6	0,90	1,80	160	165	1	6	1,006	4,500	1	6	0,742	3,000	VERIFICATO
6	1,80	2,70	165	170	1	6	1,126	4,500	1	6	0,810	3,000	VERIFICATO
6	2,70	3,60	170	18	1	5	1,174	4,500	1	5	0,854	3,000	VERIFICATO
6	3,60	3,97	18	178	1	5	0,469	1,875	1	5	0,345	1,250	VERIFICATO
6	3,97	4,35	178	183	1	5	0,428	1,875	1	5	0,316	1,250	VERIFICATO
6	4,35	4,72	183	188	1	5	0,365	1,875	1	5	0,266	1,250	VERIFICATO
6	4,72	5,10	188	16	1	6	0,290	1,875	1	6	0,209	1,250	VERIFICATO

S.L.U. - AZIONI S.L.V. - VERIFICA PIASTRE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1																						
Quo N.r	P. Nr	Nod3d N.ro	Nx Kg/m	Ny Kg/m	Txy Kg/m	Mx kgm/m	My kgm/m	Mxy kgm/m	εc x *10000	εc y *10000	εf x *10000	εf y *10000	Ax s	Ay s	Ax i	Ay i	Atag	σt kg/cmq	eta mm	Fpunz. kg	FpnzLi kg	Apunz cmq
0	1	1	12680	-32544	49698	8147	23397	-3280	2	5	18	19	10,2	10,1	12,2	13,9	6,4	3,4	-1,7			
0	1	2	12680	-32544	49698	8147	23397	3280	2	5	18	19	10,2	10,1	12,2	13,9	6,4	3,4	-1,7			
0	1	13	14004	-34576	54246	8947	24547	3593	3	7	43	31	11,0	10,7	13,0	14,5	6,9	3,4	-1,7			
0	1	14	14004	-34576	54246	8947	24547	-3593	3	7	43	31	11,0	10,7	13,0	14,5	6,9	3,4	-1,7			
0	1	20	244	2970	2741	-645	-602	-474	0	1	7	15	9,0	9,0	9,0	9,0	0,4	6,6	-3,3			
0	1	39	9915	-740	0	510	-43292	0	12	6	18	18	9,0	22,9	9,0	11,4	0,0	2,1	-1,1			
0	1	153	5287	-806	5443	-487	-47779	223	8	7	18	18	9,0	25,9	1,6	13,3	0,7	2,1	-1,1			
0	1	155	5287	-806	5443	-487	-47779	-223	8	7	18	18	9,0	25,9	1,6	13,3	0,7	2,1	-1,1			
0	1	156	1902	-30278	7940	-2081	36571	-818	1	7	12	32	9,0	25,4	9,0	15,0	1,0	2,1	-1,1			
0	1	224	6005	11901	18555	-5421	43735	-3251	2	5	18	18	9,0	28,2	9,0	25,8	2,4	4,5	-2,2			
0	1	228	6005	11901	18555	-5421	43735	3251	2	5	18	18	9,0	28,2	9,0	25,8	2,4	4,5	-2,2			
0	1	229	6005	-16535	18555	-5421	-43158	-4291	2	9	18	41	9,0	21,2	9,0	25,5	2,4	4,5	-2,2			
0	1	230	9083	22119	7222	6751	-36583	-1894	2	5	19	18	9,0	22,2	9,0	24,0	0,9	4,4	-2,2			
0	1	231	16999	30747	0	6600	-34478	0	1	4	18	18	9,0	21,4	9,0	21,8	0,0	4,4	-2,2			
0	1	232	9083	22119	7222	6751	-36583	1894	2	5	19	18	9,0	22,2	9,0	24,0	0,9	4,4	-2,2			
0	1	233	6005	-16535	18555	-5421	-43158	4291	2	9	18	41	9,0	21,2	9,0	25,5	2,4	4,5	-2,2			
0	1	241	527	3983	0	856	-4627	0	1	1	10	15	9,0	9,0	9,0	9,0	0,0	6,0	-3,0			
0	1	242	-483	4931	1283	-1174	-4958	-314	1	2	11	17	9,0	9,0	9,0	9,0	0,2	6,0	-3,0			
0	1	243	-559	6140	2177	-1295	-5061	-886	1	2	12	18	9,0	9,0	9,0	9,0	0,3	6,0	-3,0			
0	1	244	418	2166	553	-1376	206	142	1	4	15	8	9,0	9,0	9,0	9,0	0,1	6,6	-3,3			
0	1	245	445	2199	0	-1512	40	0	1	6	17	7	9,0	9,0	9,0	9,0	0,0	6,6	-3,3			
0	1	246	418	2166	553	-1376	206	-142	1	4	15	8	9,0	9,0	9,0	9,0	0,1	6,6	-3,3			



S.L.E. - VERIFICA FESSURAZIONEVERIFICA PUNZONAMENTO PIASTRE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1																							
Quo N.r.	Per N.r.	Nodo N.ro	FESSURAZIONI											TENSIONI		DIREZIONE X			DIREZIONE Y				
			Comb. Cari	Fes lim	Fess mm	dis mm	Co mb	MfX (t*m)	NX (t)	MfY (t*m)	NY (t)	cos teta	sin teta	Combina Carico	σ lim. Kg/cmq	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)
0	1	229	Freq	0,2	0,00	0	3	0,5	-0,6	3,4	-1,6	0,000	0,000	RaraFer	3600	42	1	0,7	-0,8	147	4	3,8	-1,5
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,7	-0,8	1,6	-2,1	0,000	0,000	PermCls	144,0	2,2	1	0,7	-0,8	3,8	1	1,6	-2,1
			Rara											RaraCls	192,0	2,1	1	0,7	-0,8	8,3	4	3,8	-1,5

S.L.E. - VERIFICA FESSURAZIONEVERIFICA PUNZONAMENTO PIASTRE - QUOTA: 2 ELEMENTO: 1																							
Quo N.r.	Per N.r.	Nodo N.ro	FESSURAZIONI											TENSIONI		DIREZIONE X			DIREZIONE Y				
			Comb. Cari	Fes lim	Fess mm	dis mm	Co mb	MfX (t*m)	NX (t)	MfY (t*m)	NY (t)	cos teta	sin teta	Combina Carico	σ lim. Kg/cmq	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)
2	1	5	Freq	0,2	0,00	0	1	-2,0	0,4	-18,6	-13,3	0,000	0,000	RaraFer	3600	194	4	-2,1	0,7	35,2	2	-19,6	-13,3
			Perm	0,0	0,00	0	1	-1,8	0,2	-17,5	-13,2	0,000	0,000	PermCls	144,0	5,6	1	-1,8	0,2	31,6	1	-17,5	-13,2
			Rara											RaraCls	192,0	6,5	4	-2,1	0,7	35,2	2	-19,6	-13,3

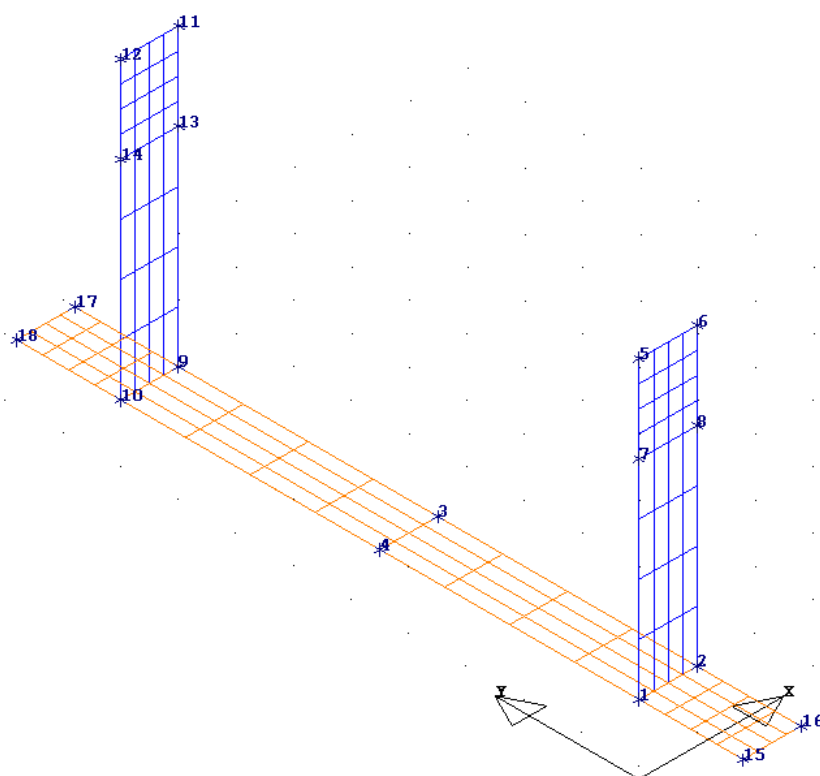
S.L.U. - AZIONI S.L.V. - VERIFICA SHELL C.A. - QUOTA: 1 ELEMENTO: 1																					
Gr.Q N.ro	Gen N.r.	Nodo N.ro	Nx Kg/m	Ny Kg/m	Txy Kg/m	Mx kgm/m	My kgm/m	Mxy kgm/m	εc x *10000	εc y *10000	εf x *10000	εf y *10000	Ax s.	Ay s.	Ax i.	Ay i.	Atag.	σt kg/cmq	eta mm		
1	1	1	-2721	-72084	12177	4437	101097	1968	4	11	78	38	6,0	74,4	6,0	42,5	1,6	3,40	-1,7		
1	1	2	-2720	-72083	12177	4437	101097	-1968	4	11	78	38	6,0	74,4	6,0	42,5	1,6	3,40	-1,7		
1	1	5	31874	28610	40884	-12332	-116414	4466	2	13	18	46	15,5	66,4	12,5	58,7	5,2		-1,8		
1	1	6	31874	28610	40884	-12332	-116414	-4466	2	13	18	46	15,5	66,4	12,5	58,7	5,2		-1,8		
1	1	34	-1725	-64867	2491	14505	107199	1159	3	12	17	43	10,2	77,8	7,6	45,1	0,3	3,40	-1,7		
1	1	35	-1855	-63284	0	16416	108210	0	4	14	17	57	11,1	77,5	8,3	45,1	0,0	3,41	-1,7		
1	1	36	-1725	-64867	2491	14505	107199	-1159	3	12	17	43	10,2	77,8	7,6	45,1	0,3	3,40	-1,7		
1	1	55	-2380	-85436	13272	-16302	-120910	1432	4	16	17	42	9,8	51,4	6,6	47,9	1,7		-1,9		
1	1	56	-17665	-104637	0	-16736	-120783	0	4	19	17	63	6,5	46,8	7,1	49,2	0,0		-1,9		
1	1	57	-2380	-85436	13272	-16302	-120910	-1432	4	16	17	42	9,8	51,4	6,6	47,9	1,7		-1,9		
1	1	123	13961	-69345	13833	-7748	-96076	1366	2	16	17	57	7,8	40,6	6,0	40,6	1,8		-1,9		





S.L.E. - VERIFICA FESSURAZIONE VERIFICA SHELL C.A. - QUOTA: 1 ELEMENTO: 3																							
GrQ N.r	Gen N.r	Nodo N.ro	Comb. Cari	Fes lim	Fess mm	dis mm	FESSURAZIONI						TENSIONI		DIREZIONE X					DIREZIONE Y			
							Co mb	MfX (t*m)	NX (t)	MfY (t*m)	NY (t)	cos teta	sin teta	Combina Carico	σ lim. Kg/cmq	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)
1	3	159	Freq	0,2	0,00	0	2	3,1	-3,7	18,0	-38,7	0,000	0,000	RaraFer	3600	245	1	3,0	-4,0	157	1	17,4	-41,6
			Perm	0,0	0,00	0	1	3,1	-3,6	18,1	-37,9	0,000	0,000	PermCis	144,0	11,4	1	3,1	-3,6	27,8	1	18,1	-37,9
1	3	188	Rara										RaraCis	192,0	9,8	1	2,7	-3,5	27,0	1	17,4	-40,8	
			Freq	0,2	0,00	0	2	2,8	-3,3	18,0	-38,0	0,000	0,000	RaraFer	3600	224	1	2,7	-3,5	158	1	17,4	-40,8
1	3	192	Perm	0,0	0,00	0	1	2,8	-3,2	18,2	-37,2	0,000	0,000	PermCis	144,0	10,2	1	2,8	-3,2	27,7	1	18,2	-37,2
			Rara											RaraCis	192,0	0,0	0	0,0	0,0	25,8	2	13,3	-29,5
1	3	193	Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	1,5	12,4	-27,8	0,000	0,000	RaraFer	3600	67	4	-0,1	1,5	200	2	13,3	-29,5
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	1,5	11,5	-25,8	0,000	0,000	PermCis	144,0	0,0	0	0,0	0,0	22,4	1	11,5	-25,8
1	3	194	Rara										RaraCis	192,0	0,0	0	0,0	0,0	25,8	2	13,3	-29,5	
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	1,5	12,4	-27,8	0,000	0,000	RaraFer	3600	67	4	-0,1	1,5	200	2	13,3	-29,5
1	3	195	Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	1,5	11,5	-25,8	0,000	0,000	PermCis	144,0	0,0	0	0,0	0,0	22,4	1	11,5	-25,8
			Rara											RaraCis	192,0	10,2	2	2,9	-5,5	36,4	2	19,1	-35,7
1	3	196	Freq	0,2	0,00	0	1	2,7	-5,1	18,1	-33,7	0,000	0,000	RaraFer	3600	188	2	2,9	-5,5	32,8	2	19,1	-35,7
			Perm	0,0	0,00	0	1	2,6	-4,8	17,1	-31,5	0,000	0,000	PermCis	144,0	9,2	1	2,6	-4,8	32,5	1	17,1	-31,5
1	3	197	Rara										RaraCis	192,0	10,2	2	2,9	-6,1	36,0	2	18,8	-36,3	
			Freq	0,2	0,00	0	1	2,8	-5,7	17,9	-34,2	0,000	0,000	RaraFer	3600	170	2	2,9	-6,1	31,7	2	18,8	-36,3
1	3	198	Perm	0,0	0,00	0	1	2,6	-5,3	16,8	-32,0	0,000	0,000	PermCis	144,0	9,2	1	2,6	-5,3	32,2	1	16,8	-32,0
			Rara											RaraCis	192,0	10,2	2	2,9	-5,5	36,4	2	19,1	-35,7
1	3	199	Freq	0,2	0,00	0	1	2,7	-5,1	18,1	-33,7	0,000	0,000	RaraFer	3600	188	2	2,9	-5,5	32,8	2	19,1	-35,7
			Perm	0,0	0,00	0	1	2,6	-4,8	17,1	-31,5	0,000	0,000	PermCis	144,0	9,2	1	2,6	-4,8	32,5	1	17,1	-31,5

## SEZIONE DI MONTE 840cm x 510cm

Sfondazione 60cm - S<sub>pareti</sub> 60cm

MATERIALI SHELL IN C.A.											
IDENT	%	CARATTERISTICHE					DURABILITA'			COPRIFERRO	
Mat.	Rig	Classe	Classe	Mod. E	Pois-	Gamm	Tipo	Tipo	Toll.	Setti	Piastre
N.ro	Fls	CLS	Acciaio	kg/cmq	son	kg/mc	Ambiente	Armatura	Copr.	(cm)	(cm)
1	100	C32/40	B450C	333457	0,20	2500	XA2	SENSIBILE	1,00	4,0	4,0

MATERIALI SHELL IN C.A.																									
CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																									
Cri Nro	Tipo Elem	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/Ac	Mt/Mtu	Wra/mm	Wfr/mm	Wpe/mm	σcRar	σcPer	σfRar	Spo Rar	Spo Fre	Spo Per	Coe Vis	euk	
1	SETTI	320,0	181,0	181,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50			0,2	0,0	192,0	144,0	3600						

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	IV Cu=2.0
Longitudine Est (Grd)	14,66022	Latitudine Nord (Grd)	37,02216
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Direzione Sisma (Grd)	90	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	60,00
Accelerazione Ag/g	0,06	Periodo T'c (sec.)	0,27
Fo	2,50	Fv	0,83
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,13
Periodo TC (sec.)	0,39	Periodo TD (sec.)	1,84
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	101,00
Accelerazione Ag/g	0,09	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,42	Fv	0,97
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,13
Periodo TC (sec.)	0,40	Periodo TD (sec.)	1,95



PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	949,00
Accelerazione Ag/g	0,32	Periodo T'c (sec.)	0,46
Fo	2,36	Fv	1,80
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,10	Periodo TB (sec.)	0,20
Periodo TC (sec.)	0,59	Periodo TD (sec.)	2,88
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 1			
Classe Duttilita'	BASSA		
AlfaU/Alfa1	1,00		
Fattore di struttura 'q'	1,00		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 2			
Classe Duttilita'	BASSA		
AlfaU/Alfa1	1,00		
Fattore di struttura 'q'	1,00		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50

## COORDINATE DEI NODI

IDENT. Nodo3d N.ro	POSIZIONE NODO			ATTRIBUTI		PESO SISMICO		
	Coord.X (m)	Coord.Y (m)	Coord.Z (m)	Filo N.ro	Piano Sism.	Dir. X (t)	Dir. Y (t)	Dir. Z (t)
1	1,00	1,00	0,00	1	0	0,82	0,82	0,82
2	2,00	1,00	0,00	2	0	0,82	0,82	0,82
3	2,00	5,50	0,00	3	0	0,21	0,21	0,21
4	1,00	5,50	0,00	4	0	0,21	0,21	0,21
5	1,00	1,00	5,10	1	0	0,00	0,04	0,04
6	2,00	1,00	5,10	2	0	0,00	0,04	0,04
7	1,00	1,00	3,60	1	0	0,12	0,12	0,12
8	2,00	1,00	3,60	2	0	0,12	0,12	0,12
9	2,00	10,00	0,00	5	0	0,82	0,82	0,82
10	1,00	10,00	0,00	6	0	0,82	0,82	0,82
11	2,00	10,00	5,10	5	0	0,00	0,04	0,04
12	1,00	10,00	5,10	6	0	0,00	0,04	0,04
13	2,00	10,00	3,60	5	0	0,12	0,12	0,12
14	1,00	10,00	3,60	6	0	0,12	0,12	0,12
15	1,00	-0,80	0,00	7	0	0,63	0,63	0,63
16	2,00	-0,80	0,00	8	0	0,63	0,63	0,63
17	2,00	11,80	0,00	9	0	0,63	0,63	0,63
18	1,00	11,80	0,00	10	0	0,63	0,63	0,63

## DATI SHELL SPAZIALI

IDENTIFICAZIONE														CARATTERISTICHE SEZIONE			SUDDIVIS.	
Shell N.ro	Filo 1	Filo 2	Filo 3	Filo 4	Quota1 (m)	Quota2 (m)	Quota3 (m)	Quota4 (m)	Nod3d 1	Nod3d 2	Nod3d 3	Nod3d 4	Sez. N.ro	Spess (cm)	Kwinkl kg/cm <sup>2</sup>	Tipo Mat.	MeshX	MeshY
1	1	2	3	4	0,00	0,00	0,00	0,00	1	2	3	4	1	60,0	20,00	1	4	4
2	1	2	2	1	0,00	0,00	3,60	3,60	1	2	8	7	2	60,0	0,00	1	4	4
3	1	2	2	1	3,60	3,60	5,10	5,10	7	8	6	5	2	60,0	0,00	1	4	4
4	4	3	5	6	0,00	0,00	0,00	0,00	4	3	9	10	1	60,0	20,00	1	4	4
5	6	5	5	6	0,00	0,00	3,60	3,60	10	9	13	14	2	60,0	0,00	1	4	4
6	6	5	5	6	3,60	3,60	5,10	5,10	14	13	11	12	2	60,0	0,00	1	4	4
7	7	8	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	15	16	2	1	1	60,0	20,00	1	4	4
8	6	5	9	10	0,00	0,00	0,00	0,00	10	9	17	18	1	60,0	20,00	1	4	4

## CARICHI SUGLI SHELL

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 2							ALIQUOTA SISMICA: 100			
IDENT. Shell N.ro	Riferi mento	PRESSIONI				CARICHI PERIMETRALI				
		P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml	
7	0	-21,00	-21,00	-21,00	-21,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
8	0	-21,00	-21,00	-21,00	-21,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 3						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
2	1	-4,39	-4,39	-1,29	-1,29	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1	-1,29	-1,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	4,39	4,39	1,29	1,29	0,00	0,00	0,00	0,00
6	1	1,29	1,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 4						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
1	0	-3,60	-3,60	-3,60	-3,60	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1	3,40	3,40	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0	-3,60	-3,60	-3,60	-3,60	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	-3,40	-3,40	-0,60	-0,60	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 5						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
2	1	-1,10	-1,10	-1,10	-1,10	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1	-1,10	-1,10	-1,10	-1,10	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	1,10	1,10	1,10	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00
6	1	1,10	1,10	1,10	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 6						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
2	1	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	0,10	0,10	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
6	1	0,10	0,10	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.				
DESCRIZIONI	1	2	3	4
G1 PESO PROPRIO	1,30	1,00	1,00	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,30	1,00	1,00	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,30	1,00	1,00	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00	1,30	0,00	0,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00	0,00	1,00	-1,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00	0,00	0,00	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00	1,00	-1,00
Masse conc. dir. 180	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.		
DESCRIZIONI	1	2
G1 PESO PROPRIO	1,00	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,00	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,00	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00	1,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00	0,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00
Masse conc. dir. 180	0,00	0,00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.		
DESCRIZIONI	1	2
G1 PESO PROPRIO	1,00	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,00	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,00	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00	1,00

---

---

**C.D.S.**

---

---

**COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.**

DESCRIZIONI	1	2
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00	0,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00
Masse conc. dir. 180	0,00	0,00

**COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.**

DESCRIZIONI	1
G1 PESO PROPRIO	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00
Masse conc. dir. 180	0,00

Table with 15 columns: Filo N.ro, Quota inf. (m), Quota sup. (m), Nodo inf. N.ro, Nodo sup. N.ro, Sis ma N.ro, Com bin N.ro, Spostam. Calcolo (mm), Spostam. Limite (mm), Sis ma N.ro, Com bin N.ro, Spostam. Calcolo (mm), Spostam. Limite (mm), Stringa di Controllo Verifica. Rows represent various structural elements and their verification status.

S.L.U. - AZIONI S.L.V. - VERIFICA PIASTRE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1. Table with 21 columns: Quo N.r., P. Nr., Nod3d N.ro, Nx Kg/m, Ny Kg/m, Txy Kg/m, Mx kgm/m, My kgm/m, Mxy kgm/m, e c x \*10000, e c y \*10000, e f x \*10000, e f y \*10000, Ax s, Ay s, Ax i, Ay i, Atag, sigma kg/cmq, eta mm, Fpunz. kg, FpnzLi kg, Apunz cmq. Rows contain numerical data for plate verification.

S.L.U. - AZIONI S.L.D. - VERIFICA PUNZONAMENTO PIASTRE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1. Table with 21 columns: Quo N.r., P. Nr., Nod3d N.ro, Nx Kg/m, Ny Kg/m, Txy Kg/m, Mx kgm/m, My kgm/m, Mxy kgm/m, e c x \*10000, e c y \*10000, e f x \*10000, e f y \*10000, Ax s, Ay s, Ax i, Ay i, Atag, sigma kg/cmq, eta mm, Fpunz. kg, FpnzLi kg, Apunz cmq. Rows contain numerical data for plate punching verification.

S.L.U. - AZIONI S.L.D. -VERIFICA PUNZONAMENTO PIASTRE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1																						
Quo N.r.	P. N.r.	Nod3d N.ro	Nx Kg/m	Ny Kg/m	Txy Kg/m	Mx kgm/m	My kgm/m	Mxy kgm/m	εc x *10000	εc y *10000	εf x *10000	εf y *10000	Ax s	Ay s	Ax i	Ay i	Atag	σt kg/cmq	eta mm	Fpunz. kg	FpnzLi kg	Apunz cmq
0	1	171	72	241	154	96	-638	-143	0	0	1	7	9,0	9,0	9,0	9,0	0,0	2,1	-1,0			
0	1	172	-35	48	143	182	28	23	0	0	2	0	9,0	9,0	9,0	9,0	0,0	2,3	-1,2			
0	1	173	-81	59	0	200	2	0	0	0	2	0	9,0	0,8	9,0	9,0	0,0	2,3	-1,2			
0	1	174	-35	48	143	182	28	-23	0	0	2	0	9,0	9,0	9,0	9,0	0,0	2,3	-1,2			

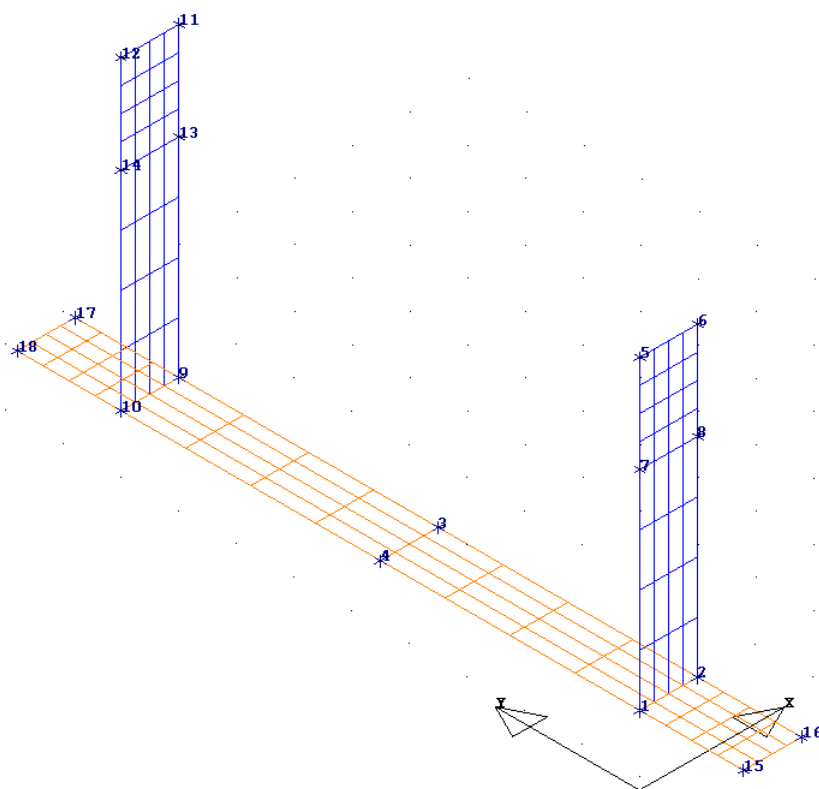
S.L.E. - VERIFICA FESSURAZIONEVERIFICA PUNZONAMENTO PIASTRE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1																							
Quo N.r.	Per N.r.	Nodo N.ro	Comb. Cari	FESSURAZIONI										TENSIONI		DIREZIONE X			DIREZIONE Y				
				Fes lim	Fess mm	dis mm	Co mb	MfX (t*m)	NX (t)	MfY (t*m)	NY (t)	cos teta	sin teta	Carico	σ lim. Kg/cmq	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)
0	1	15	Rara																				
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	0,0	-0,1	0,1	0,000	0,000	RaraFer	3600	5	1	0,0	0,0	9	1	-0,1	0,1
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	0,0	-0,1	0,1	0,000	0,000	PermCis	144,0	0,2	1	0,0	0,0	0,2	1	-0,1	0,1
0	1	33	Rara																				
			Freq	0,2	0,00	0	2	-0,3	0,5	-3,0	-4,1	0,000	0,000	RaraFer	3600	68	1	-0,2	1,2	244	2	-3,0	-4,1
			Perm	0,0	0,00	0	1	-0,2	1,2	-1,4	-11,2	0,000	0,000	PermCis	144,0	0,0	0	0,0	0,0	3,9	1	-1,4	-11,2

S.L.U. - AZIONI S.L.V. - VERIFICA SHELL C.A. - QUOTA: 1 ELEMENTO: 1																				
Gr.Q N.ro	Gen N.r.	Nodo 3d N.ro	Nx Kg/m	Ny Kg/m	Txy Kg/m	Mx kgm/m	My kgm/m	Mxy kgm/m	εc x *10000	εc y *10000	εf x *10000	εf y *10000	Ax s.	Ay s.	Ax i.	Ay i.	Atag.	σt kg/cmq	eta mm	
1	1	1	-754	-3350	3939	-2490	-50257	-840	1	7	17	18	6,0	26,4	6,0	13,5	0,5	1,56	-0,8	
1	1	2	-754	-3350	3939	-2490	-50257	840	1	7	17	18	6,0	26,4	6,0	13,5	0,5	1,56	-0,8	
1	1	28	-1966	-8431	827	-7388	-52686	-567	2	7	18	18	6,0	26,0	6,0	13,1	0,1	1,56	-0,8	
1	1	29	-2375	-9493	0	-8250	-52984	0	3	7	18	18	6,0	25,8	6,0	12,9	0,0	1,56	-0,8	
1	1	30	-1966	-8431	827	-7388	-52686	567	2	7	18	18	6,0	26,0	6,0	13,1	0,1	1,56	-0,8	
1	1	49	959	-4596	1000	-299	-35011	-193	0	6	6	18	6,0	17,6	6,0	8,9	0,1		-0,8	
1	1	79	-1	-561	0	179	-257	0	0	2	1	6,0	6,0	6,0	6,0	0,0		-0,8		
1	1	80	0	-562	2	147	-300	-55	0	0	2	1	6,0	6,0	6,0	6,0	0,0		-0,8	
1	1	81	0	-564	243	-94	-296	-106	0	0	1	1	6,0	6,0	6,0	6,0	0,0		-0,8	
1	1	82	-59	-381	1	144	-1	20	0	0	1	0	6,0	6,0	6,0	6,0	0,0		-0,8	
1	1	83	-58	-380	0	162	1	0	0	0	1	0	6,0	6,0	6,0	6,0	0,0		-0,8	
1	1	84	-59	-381	1	144	-1	-20	0	0	1	0	6,0	6,0	6,0	6,0	0,0		-0,8	



S.I.E. - VERIFICA FESSURAZIONE VERIFICA SHELL C.A. - QUOTA: 1 ELEMENTO: 2																									
GrQ N.r	Gen N.r	Nodo N.ro	Comb. Cari	FESSURAZIONI										TENSIONI		DIREZIONE X					DIREZIONE Y				
				Fes lim	Fess mm	dis mm	Co mb	MfX (t*m)	NX (t)	MfY (t*m)	NY (t)	cos teta	sin teta	Combina Carico	σ lim. Kg/cmq	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)		
1	2	10	Freq	0,2	0,00	0	1	1,0	-0,7	18,8	-6,3	0,000	0,000	RaraFer	3600	99	1	1,0	-0,7	2079	1	18,8	-6,3		
			Perm	0,0	0,00	0	1	1,0	-0,7	18,8	-6,3	0,000	0,000	PermCls	144,0	3,7	1	1,0	-0,7	67,5	1	18,8	-6,3		
1	2	100	Rara										RaraCls	192,0	3,7	1	1,0	-0,7	67,5	1	18,8	-6,3			
			Freq	0,2	0,00	0	1	1,0	-0,7	18,8	-6,3	0,000	0,000	RaraFer	3600	99	1	1,0	-0,7	2079	1	18,8	-6,3		
1	2	101	Perm	0,0	0,00	0	1	1,0	-0,7	18,8	-6,3	0,000	0,000	PermCls	144,0	3,7	1	1,0	-0,7	67,5	1	18,8	-6,3		
			Rara											RaraCls	192,0	10,5	1	2,8	-1,0	70,0	1	19,6	-7,4		
1	2	102	Freq	0,2	0,00	0	1	2,8	-1,0	19,6	-7,4	0,000	0,000	RaraFer	3600	310	1	2,8	-1,0	2138	1	19,6	-7,4		
			Perm	0,0	0,00	0	1	2,8	-1,0	19,6	-7,4	0,000	0,000	PermCls	144,0	10,5	1	2,8	-1,0	70,0	1	19,6	-7,4		
1	2	107	Rara										RaraCls	192,0	11,6	1	3,1	-1,1	70,2	1	19,6	-7,5			
			Freq	0,2	0,00	0	1	3,1	-1,1	19,6	-7,5	0,000	0,000	RaraFer	3600	343	1	3,1	-1,1	2141	1	19,6	-7,5		
1	2	112	Perm	0,0	0,00	0	1	3,1	-1,1	19,6	-7,5	0,000	0,000	PermCls	144,0	11,6	1	3,1	-1,1	70,2	1	19,6	-7,5		
			Rara											RaraCls	192,0	10,5	1	2,8	-1,0	70,0	1	19,6	-7,4		
1	2	113	Freq	0,2	0,00	0	1	2,8	-1,0	19,6	-7,4	0,000	0,000	RaraFer	3600	310	1	2,8	-1,0	2138	1	19,6	-7,4		
			Perm	0,0	0,00	0	1	2,8	-1,0	19,6	-7,4	0,000	0,000	PermCls	144,0	10,5	1	2,8	-1,0	70,0	1	19,6	-7,4		
1	2	133	Rara										RaraCls	192,0	0,0	0	0,0	0,0	40,4	1	11,1	-5,9			
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	0,3	11,1	-5,9	0,000	0,000	RaraFer	3600	15	1	0,0	0,3	1167	1	11,1	-5,9		
1	2	134	Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	0,3	11,1	-5,9	0,000	0,000	PermCls	144,0	0,0	0	0,0	0,0	40,4	1	11,1	-5,9		
			Rara											RaraCls	192,0	1,6	1	-0,4	0,0	20,4	1	5,6	-5,0		
1	2	135	Freq	0,2	0,00	0	1	0,4	0,0	5,6	-5,0	0,000	0,000	RaraFer	3600	55	1	-0,4	0,0	530	1	5,6	-5,0		
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,4	0,0	5,6	-5,0	0,000	0,000	PermCls	144,0	1,6	1	-0,4	0,0	20,4	1	5,6	-5,0		
1	2	136	Rara										RaraCls	192,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6			
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	RaraFer	3600	3	1	0,0	0,0	1	1	0,0	-0,6		
1	2	137	Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	PermCls	144,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6		
			Rara											RaraCls	192,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6		
1	2	138	Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	RaraFer	3600	3	1	0,0	0,0	1	1	0,0	-0,6		
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	PermCls	144,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6		
1	2	138	Rara										RaraCls	192,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6			
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	-0,1	0,0	-0,3	0,000	0,000	RaraFer	3600	0	1	0,0	-0,1	0	1	0,0	-0,3		
1	2	138	Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	-0,1	0,0	-0,3	0,000	0,000	PermCls	144,0	0,1	1	0,0	-0,1	0,1	1	0,0	-0,3		
			Rara											RaraCls	192,0	0,1	1	0,0	-0,1	0,1	1	0,0	-0,3		
1	2	138	Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	-0,1	0,0	-0,3	0,000	0,000	RaraFer	3600	0	1	0,0	-0,1	0	1	0,0	-0,3		
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	-0,1	0,0	-0,3	0,000	0,000	PermCls	144,0	0,1	1	0,0	-0,1	0,1	1	0,0	-0,3		

## SEZIONE DI VALLE 840cm x 528cm

Sfondazione 60cm - S<sub>pareti</sub> 60cm

## MATERIALI SHELL IN C.A.

IDENT	%	CARATTERISTICHE					DURABILITA'			COPRIFERRO	
Mat.	Rig	Classe	Classe	Mod. E	Pois-	Gamm	Tipo	Tipo	Toll.	Setti	Piastre
N.ro	Fls	CLS	Acciaio	kg/cmq	son	a	Ambiente	Armatura	Copr.	(cm)	(cm)
1	100	C32/40	B450C	333457	0,20	2500	XA2	SENSIBILE	1,00	4,0	4,0

## MATERIALI SHELL IN C.A.

CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																								
Cri	Tipo	fck	fcd	rod	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/	Mt/	Wra	Wfr	Wpe	σcRar	σcPer	σfRar	Spo	Spo	Spo	Coe	euk
Nro	Elem	kg/cmq			kg/cmq							Ac	Mtu	mm	mm	mm	---	kg/cmq	---	Rar	Fre	Per	Vis	
1	SETTI	320,0	181,0	181,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50			0,2	0,0	192,0	144,0	3600					

## DATI GENERALI DI STRUTTURA

## PARAMETRI SISMICI

Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	IV Cu=2.0
Longitudine Est (Grd)	14,66022	Latitudine Nord (Grd)	37,02216
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Direzione Sisma (Grd)	90	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000

## PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.

Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	60,00
Accelerazione Ag/g	0,06	Periodo T'c (sec.)	0,27
Fo	2,50	Fv	0,83
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,13
Periodo TC (sec.)	0,39	Periodo TD (sec.)	1,84

## PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.

Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	101,00
Accelerazione Ag/g	0,09	Periodo T'c (sec.)	0,28
Fo	2,42	Fv	0,97
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,13
Periodo TC (sec.)	0,40	Periodo TD (sec.)	1,95



PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	949,00
Accelerazione Ag/g	0,32	Periodo T'c (sec.)	0,46
Fo	2,36	Fv	1,80
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,10	Periodo TB (sec.)	0,20
Periodo TC (sec.)	0,59	Periodo TD (sec.)	2,88
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 1			
Classe Duttilita'	BASSA		
AlfaU/Alfa1	1,00		
Fattore di struttura 'q'	1,00		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 2			
Classe Duttilita'	BASSA		
AlfaU/Alfa1	1,00		
Fattore di struttura 'q'	1,00		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50

## COORDINATE DEI NODI

IDENT. Nodo3d N.ro	POSIZIONE NODO			ATTRIBUTI		PESO SISMICO		
	Coord.X (m)	Coord.Y (m)	Coord.Z (m)	Filo N.ro	Piano Sism.	Dir. X (t)	Dir. Y (t)	Dir. Z (t)
1	1,00	1,00	0,00	1	0	0,82	0,82	0,82
2	2,00	1,00	0,00	2	0	0,82	0,82	0,82
3	2,00	5,50	0,00	3	0	0,21	0,21	0,21
4	1,00	5,50	0,00	4	0	0,21	0,21	0,21
5	1,00	1,00	5,28	1	0	0,00	0,04	0,04
6	2,00	1,00	5,28	2	0	0,00	0,04	0,04
7	1,00	1,00	3,60	1	0	0,12	0,12	0,12
8	2,00	1,00	3,60	2	0	0,12	0,12	0,12
9	2,00	10,00	0,00	5	0	0,82	0,82	0,82
10	1,00	10,00	0,00	6	0	0,82	0,82	0,82
11	2,00	10,00	5,28	5	0	0,00	0,04	0,04
12	1,00	10,00	5,28	6	0	0,00	0,04	0,04
13	2,00	10,00	3,60	5	0	0,12	0,12	0,12
14	1,00	10,00	3,60	6	0	0,12	0,12	0,12
15	1,00	-0,80	0,00	7	0	0,63	0,63	0,63
16	2,00	-0,80	0,00	8	0	0,63	0,63	0,63
17	2,00	11,80	0,00	9	0	0,63	0,63	0,63
18	1,00	11,80	0,00	10	0	0,63	0,63	0,63
26	2,50	-0,80	0,00	14	0	19,92	19,92	19,92
27	2,50	11,80	0,00	15	0	19,92	19,92	19,92

## DATI SHELL SPAZIALI

IDENTIFICAZIONE													CARATTERISTICHE SEZIONE				SUDDIVIS.	
Shell N.ro	Filo 1	Filo 2	Filo 3	Filo 4	Quota1 (m)	Quota2 (m)	Quota3 (m)	Quota4 (m)	Nod3d 1	Nod3d 2	Nod3d 3	Nod3d 4	Sez. N.ro	Spess (cm)	Kwinkl kg/cmc	Tipo Mat.	MeshX	MeshY
1	1	2	3	4	0,00	0,00	0,00	0,00	1	2	3	4	1	60,0	20,00	1	4	4
2	1	2	2	1	0,00	0,00	3,60	3,60	1	2	8	7	2	60,0	0,00	1	4	4
3	1	2	2	1	3,60	3,60	5,28	5,28	7	8	6	5	2	60,0	0,00	1	4	4
4	4	3	5	6	0,00	0,00	0,00	0,00	4	3	9	10	1	60,0	20,00	1	4	4
5	6	5	5	6	0,00	0,00	3,60	3,60	10	9	13	14	2	60,0	0,00	1	4	4
6	6	5	5	6	3,60	3,60	5,28	5,28	14	13	11	12	2	60,0	0,00	1	4	4
7	7	8	2	1	0,00	0,00	0,00	0,00	15	16	2	1	1	60,0	20,00	1	4	4
8	6	5	9	10	0,00	0,00	0,00	0,00	10	9	17	18	1	60,0	20,00	1	4	4

## CARICHI SUGLI SHELL

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 2											ALIQUOTA SISMICA: 100			
IDENT. Shell N.ro	Riferi mento	PRESSIONI				CARICHI PERIMETRALI								
		P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml					
7	0	-21,00	-21,00	-21,00	-21,00	0,00	0,00	0,00	0,00					
8	0	-21,00	-21,00	-21,00	-21,00	0,00	0,00	0,00	0,00					

## CARICHI SUGLI SHELL

SOFTWARE: C.D.S. - Full - Rel.2020

CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 3						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
2	1	-4,54	-4,54	-1,44	-1,44	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1	-1,44	-1,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	4,54	4,54	1,44	1,44	0,00	0,00	0,00	0,00
6	1	1,44	1,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 4						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
1	0	-3,60	-3,60	-3,60	-3,60	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1	3,40	3,40	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0	-3,60	-3,60	-3,60	-3,60	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	-3,40	-3,40	-0,60	-0,60	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 5						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
2	1	-1,10	-1,10	-1,10	-1,10	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1	-1,10	-1,10	-1,10	-1,10	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	1,10	1,10	1,10	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00
6	1	1,10	1,10	1,10	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00

CARICHI SUGLI SHELL									
CONDIZIONE DI CARICO N.ro: 6						ALIQUOTA SISMICA: 0			
IDENT.	PRESSIONI					CARICHI PERIMETRALI			
Shell N.ro	Riferimento	P.a t/mq	P.b t/mq	P.c t/mq	P.d t/mq	Q.ab t/ml	Q.bc t/ml	Q.cd t/ml	Q.da t/ml
2	1	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
5	1	0,10	0,10	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00
6	1	0,10	0,10	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.				
DESCRIZIONI	1	2	3	4
G1 PESO PROPRIO	1,30	1,00	1,00	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,30	1,00	1,00	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,30	1,00	1,00	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00	1,30	0,00	0,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00	0,00	1,00	-1,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00	0,00	0,00	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00	1,00	-1,00
Masse conc. dir. 180	0,00	0,00	0,00	0,00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.		
DESCRIZIONI	1	2
G1 PESO PROPRIO	1,00	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,00	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,00	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00	1,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00	0,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00
Masse conc. dir. 180	0,00	0,00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.		
DESCRIZIONI	1	2
G1 PESO PROPRIO	1,00	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,00	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,00	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00	1,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00	0,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00	0,00

---

---

**C.D.S.**

---

**COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.**

DESCRIZIONI	1	2
Masse conc. dir. 90	0,00	0,00
Masse conc. dir. 180	0,00	0,00

**COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.**

DESCRIZIONI	1
G1 PESO PROPRIO	1,00
G2.1 PESO RICOPRIMEN	1,00
G2.2 SPINTA TERRENO	1,00
G2.3 SPINTA IDROSTAT	0,00
E1 - SLU SPINTA SISM	0,00
E1 - SLO SPINTA SISM	0,00
Masse conc. dir. 90	0,00
Masse conc. dir. 180	0,00





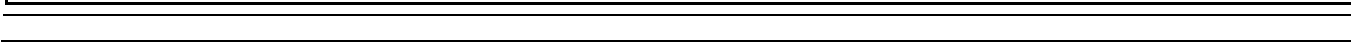
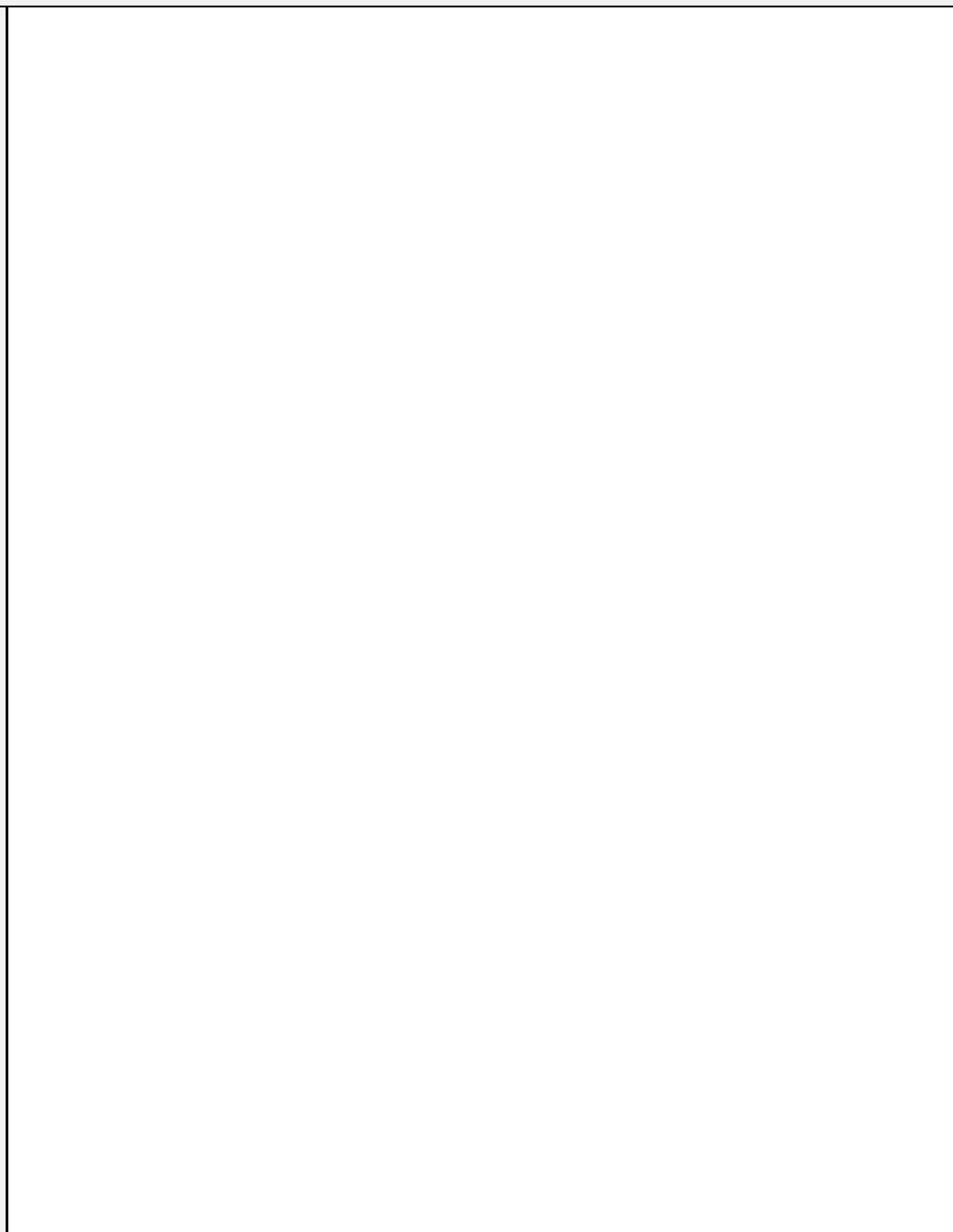
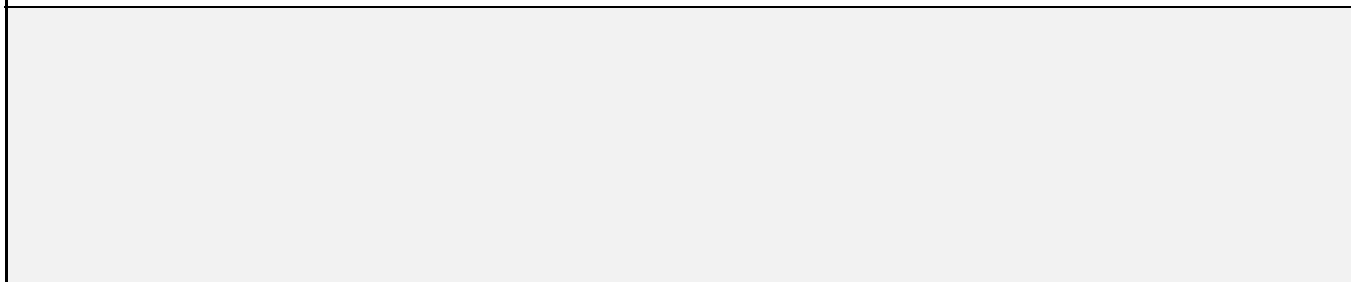


S.L.E. - VERIFICA FESSURAZIONE VERIFICA SHELL C.A. - QUOTA: 1 ELEMENTO: 2																								
GrQ N.r	Gen N.r	Nodo N.ro	Comb. Cari	Fes lim	Fess mm	dis mm	Co mb	FESSURAZIONI						TENSIONI		DIREZIONE X					DIREZIONE Y			
								MfX (t*m)	NX (t)	MfY (t*m)	NY (t)	cos teta	sin teta	Combina Carico	σ lim. Kg/cmq	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)	σ cal. Kg/cmq	Co mb	Mf (t*m)	N (t)	
1	2	10	Rara												RaraClis	192,0	4,0	1	1,1	-0,7	47,9	1	20,8	-6,3
			Freq	0,2	0,00	0	1	1,1	-0,7	20,8	-6,3	0,000	0,000	RaraFer	3600	111	1	1,1	-0,7	977	1	20,8	-6,3	
			Perm	0,0	0,00	0	1	1,1	-0,7	20,8	-6,3	0,000	0,000	PermClis	144,0	4,0	1	1,1	-0,7	47,9	1	20,8	-6,3	
1	2	100	Rara												RaraClis	192,0	11,5	1	3,1	-1,1	50,0	1	21,7	-7,7
			Freq	0,2	0,00	0	1	3,1	-1,1	21,7	-7,7	0,000	0,000	RaraFer	3600	342	1	3,1	-1,1	1003	1	21,7	-7,7	
			Perm	0,0	0,00	0	1	3,1	-1,1	21,7	-7,7	0,000	0,000	PermClis	144,0	11,5	1	3,1	-1,1	50,0	1	21,7	-7,7	
1	2	101	Rara												RaraClis	192,0	12,8	1	3,5	-1,2	77,3	1	21,7	-8,0
			Freq	0,2	0,00	0	1	3,5	-1,2	21,7	-8,0	0,000	0,000	RaraFer	3600	379	1	3,5	-1,2	2382	1	21,7	-8,0	
			Perm	0,0	0,00	0	1	3,5	-1,2	21,7	-8,0	0,000	0,000	PermClis	144,0	12,8	1	3,5	-1,2	77,3	1	21,7	-8,0	
1	2	102	Rara												RaraClis	192,0	11,5	1	3,1	-1,1	50,0	1	21,7	-7,7
			Freq	0,2	0,00	0	1	3,1	-1,1	21,7	-7,7	0,000	0,000	RaraFer	3600	342	1	3,1	-1,1	1003	1	21,7	-7,7	
			Perm	0,0	0,00	0	1	3,1	-1,1	21,7	-7,7	0,000	0,000	PermClis	144,0	11,5	1	3,1	-1,1	50,0	1	21,7	-7,7	
1	2	103	Rara												RaraClis	192,0	0,0	0	0,0	0,0	45,5	1	12,6	-6,1
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	0,4	12,6	-6,1	0,000	0,000	RaraFer	3600	16	1	0,0	0,4	1333	1	12,6	-6,1	
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	0,4	12,6	-6,1	0,000	0,000	PermClis	144,0	0,0	0	0,0	0,0	45,5	1	12,6	-6,1	
1	2	133	Rara												RaraClis	192,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	RaraFer	3600	3	1	0,0	0,0	1	1	0,0	-0,6	
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	PermClis	144,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6	
1	2	134	Rara												RaraClis	192,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	RaraFer	3600	3	1	0,0	0,0	1	1	0,0	-0,6	
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	PermClis	144,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6	
1	2	135	Rara												RaraClis	192,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	0,0	0,0	-0,6	0,000	0,000	RaraFer	3600	2	1	0,0	0,0	1	1	0,0	-0,6	
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	0,0	0,0	-0,6	0,000	0,000	PermClis	144,0	0,1	1	0,0	0,0	0,1	1	0,0	-0,6	
1	2	136	Rara												RaraClis	192,0	0,1	1	0,0	-0,1	0,1	1	0,0	-0,3
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	-0,1	0,0	-0,3	0,000	0,000	RaraFer	3600	0	1	0,0	-0,1	0	1	0,0	-0,3	
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	-0,1	0,0	-0,3	0,000	0,000	PermClis	144,0	0,1	1	0,0	-0,1	0,1	1	0,0	-0,3	
1	2	137	Rara												RaraClis	192,0	0,1	1	0,0	-0,1	0,1	1	0,0	-0,3
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	-0,1	0,0	-0,3	0,000	0,000	RaraFer	3600	1	1	0,0	-0,1	0	1	0,0	-0,3	
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	-0,1	0,0	-0,3	0,000	0,000	PermClis	144,0	0,1	1	0,0	-0,1	0,1	1	0,0	-0,3	
1	2	138	Rara												RaraClis	192,0	0,1	1	0,0	-0,1	0,1	1	0,0	-0,3
			Freq	0,2	0,00	0	1	0,0	-0,1	0,0	-0,3	0,000	0,000	RaraFer	3600	0	1	0,0	-0,1	0	1	0,0	-0,3	
			Perm	0,0	0,00	0	1	0,0	-0,1	0,0	-0,3	0,000	0,000	PermClis	144,0	0,1	1	0,0	-0,1	0,1	1	0,0	-0,3	

---

---

# RELAZIONE SULLE FONDAZIONI





---

---

# RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

## **CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI**

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo *Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_g Y_g i_g b_g s_g$$

dove:

### Caratteristiche geometriche della fondazione:

$q$  = carico sul piano di fondazione  
 $B$  = lato minore della fondazione  
 $L$  = lato maggiore della fondazione  
 $D$  = profondità della fondazione  
 $\alpha$  = inclinazione base della fondazione  
 $G$  = peso specifico del terreno  
 $B'$  = larghezza di fondazione ridotta =  $B - 2 e_B$   
 $L'$  = lunghezza di fondazione ridotta =  $L - 2 e_L$

### Caratteristiche di carico sulla fondazione:

$H$  = risultante delle forze orizzontali  
 $N$  = risultante delle forze verticali  
 $e_B$  = eccentricità del carico verticale lungo  $B$   
 $e_L$  = eccentricità del carico verticale lungo  $L$   
 $F_h B$  = forza orizzontale lungo  $B$   
 $F_h L$  = forza orizzontale lungo  $L$

### Caratteristiche del terreno di fondazione:

$\beta$  = inclinazione terreno a valle  
 $c = c_u$  = coesione non drenata (condizioni U)  
 $c = c'$  = coesione drenata (condizioni D)  
 $\Gamma = \Gamma'$  = peso specifico apparente (condizioni U)  
 $\Gamma = \Gamma'$  = peso specifico sommerso (condizioni D)  
 $\phi = 0$  = angolo di attrito interno (condizioni U)  
 $\phi = \phi'$  = angolo di attrito interno (condizioni D)

### Fattori di capacità portante:

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi \cdot \tan \phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchot-Meyerhof})$$
$$N_g = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$
$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$
$$N_c = 5,14 \quad \text{in condizioni U}$$

### Indici di rigidezza (condizioni D):

$$I_r = \frac{G}{c' + q' \tan \phi} = \text{indice di rigidezza}$$

$$q' = \text{pressione litostatica efficace alla profondità } D + \frac{B}{2}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

---

$E$  = modulo elastico normale

$\mu$  = coefficiente di Poisson

$$I_{cr} = \frac{1}{2} \exp \left[ \frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})} \right] = \text{indice di rigidezza critico}$$

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Y_q = Y_g = \exp \left[ \left( 0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2Ir)}{1 + \sin \phi'} \right] \text{ in condizioni drenate, per } Ir \leq I_{cr}$$

$$Y_c = Y_q - \frac{1 - Y_q}{Nq \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$i_g = \left( \frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang} \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left( \frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{Nc \times \tan \phi'} \quad \text{in condizioni D}$$

$$i_c = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni D}$$

$$dc = 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni U}$$

$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7\alpha \tan \phi)$$

$$bc = bq = \exp(-2\alpha \tan \phi) \quad \text{in condizioni D}$$

$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$bq = 1 \quad \text{in condizioni U)}$$

---

---

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni D}$$

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$

$$sc = 1 + \frac{B' Nq}{L' Nc}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati Khi e Igk, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico Khi e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore Igk modifica invece il solo coefficiente Ng; il fattore Ng viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

---

---

## VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE

### DOPPIA SEZIONE SCATOLARE 400cm x 450cm

Sfondazione 60cm - Ssoletta 60cm - Spiedritti-laterali 60cm - Spiedritto-centrale 40cm

I calcoli per la valutazione della pressione limite di progetto sono riepilogati nella tabella di seguito:

Peso specifico del terreno	$\gamma$	1,90 t/mc
Angolo di resistenza a taglio	$\phi'$	23 gradi sessagesimali
Coesione	$c'$	2,00 t/mq
Coesione non drenata	$c_u$	0,00 t/mq
Larghezza fondazione	B	12,60 m
Sviluppo fondazione	L	1,00 m
Profondità del piano di posa	D	5,70 m
Inclinazione del piano di posa	$\eta$	0 gradi sessagesimali
Inclinazione del pendio	$\beta$	0,00 gradi sessagesimali
Componente verticale del carico	V	1,00 t
Componente orizzontale del carico	H	0,00 t
Eccentricità del carico rispetto alla base	$e_B$	0,00 m
Eccentricità del carico rispetto allo sviluppo	$e_i$	0,00 m
Adesione lungo la base della fondazione	$c_a$	0,00 t/mq
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta$	23,00 gradi sessagesimali
Coefficiente di sicurezza		2,30

Pressione litostatica in corrispondenza del piano di posa  $q$  10,83 t/mq

#### Fattori di capacità portante

Kp	2,283
Nq	8,661
Nc	18,049
$N_\gamma$	4,878

#### Fattori di forma

Sq	6,348
Sc	7,046
$S_\gamma$	-4,040

#### Fattori di profondità

k	0,452
dq	1,143
dc	1,181
$d_\gamma$	1,000

#### Fattori di inclinazione del carico

B'	12,600
L'	1,000
Aeff	12,600
iq	1,000
ic	1,000
$i_\gamma$	1,000

#### Fattori di inclinazione del piano di posa

bq	1,000
bc	1,000
$b_\gamma$	1,000

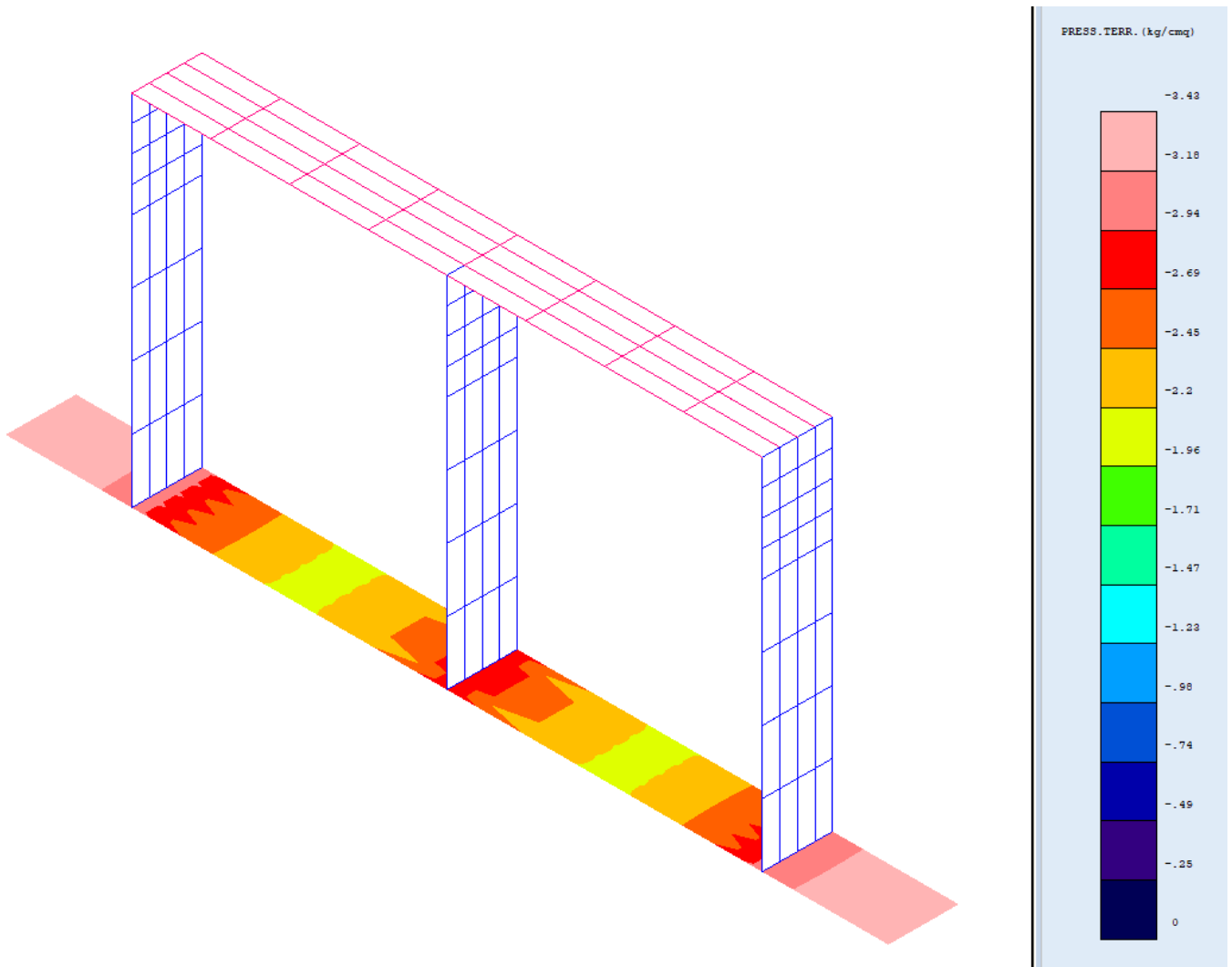
### Fattori di inclinazione del terreno

gq	1,000
gc	1,000
g $\gamma$	1,000

### Carico limite ultimo

qult	744,86921 t/mq	74,48692 kg/cmq
qamm	323,85618 t/mq	<b>32,38562</b> kg/cmq

La verifica della capacità portante del complesso terreno fondazione viene effettuata confrontando le pressioni esercitate dalla struttura sul terreno, ottenute dall'analisi ad elementi finiti, con la pressione resistente limite precedentemente determinata. I valori massimi delle pressioni sul terreno sono riportati graficamente nello schema seguente:



### Pressione sul terreno

pmax	<b>3,43</b> kg/cmq
------	--------------------

Essendo la pressione sul terreno inferiore a quella limite di progetto la verifica risulta soddisfatta.

---

---

## SEZIONE DI MONTE 840cm x 510cm

S<sub>fondazione</sub> 60cm - S<sub>pareti</sub> 60cm

I calcoli per la valutazione della pressione limite di progetto sono riepilogati nella tabella di seguito:

Peso specifico del terreno	$\gamma$	1,90 t/mc
Angolo di resistenza a taglio	$\phi'$	23 gradi sessagesimali
Coesione	$c'$	2,00 t/mq
Coesione non drenata	$c_u$	0,00 t/mq
Larghezza fondazione	B	12,60 m
Sviluppo fondazione	L	1,00 m
Profondità del piano di posa	D	5,70 m
Inclinazione del piano di posa	$\eta$	0 gradi sessagesimali
Inclinazione del pendio	$\beta$	0,00 gradi sessagesimali
Componente verticale del carico	V	1,00 t
Componente orizzontale del carico	H	0,00 t
Eccentricità del carico rispetto alla base	$e_B$	0,00 m
Eccentricità del carico rispetto allo sviluppo	$e_l$	0,00 m
Adesione lungo la base della fondazione	$c_a$	0,00 t/mq
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta$	23,00 gradi sessagesimali
Coefficiente di sicurezza		2,30

Pressione litostatica in corrispondenza del piano di posa  $q$  10,83 t/mq

### Fattori di capacità portante

Kp	2,283
Nq	8,661
Nc	18,049
$N_\gamma$	4,878

### Fattori di forma

Sq	6,348
Sc	7,046
$S_\gamma$	-4,040

### Fattori di profondità

k	0,452
dq	1,143
dc	1,181
$d_\gamma$	1,000

### Fattori di inclinazione del carico

B'	12,600
L'	1,000
A <sub>eff</sub>	12,600
i <sub>q</sub>	1,000
i <sub>c</sub>	1,000
i <sub><math>\gamma</math></sub>	1,000

### Fattori di inclinazione del piano di posa

b <sub>q</sub>	1,000
b <sub>c</sub>	1,000
b <sub><math>\gamma</math></sub>	1,000

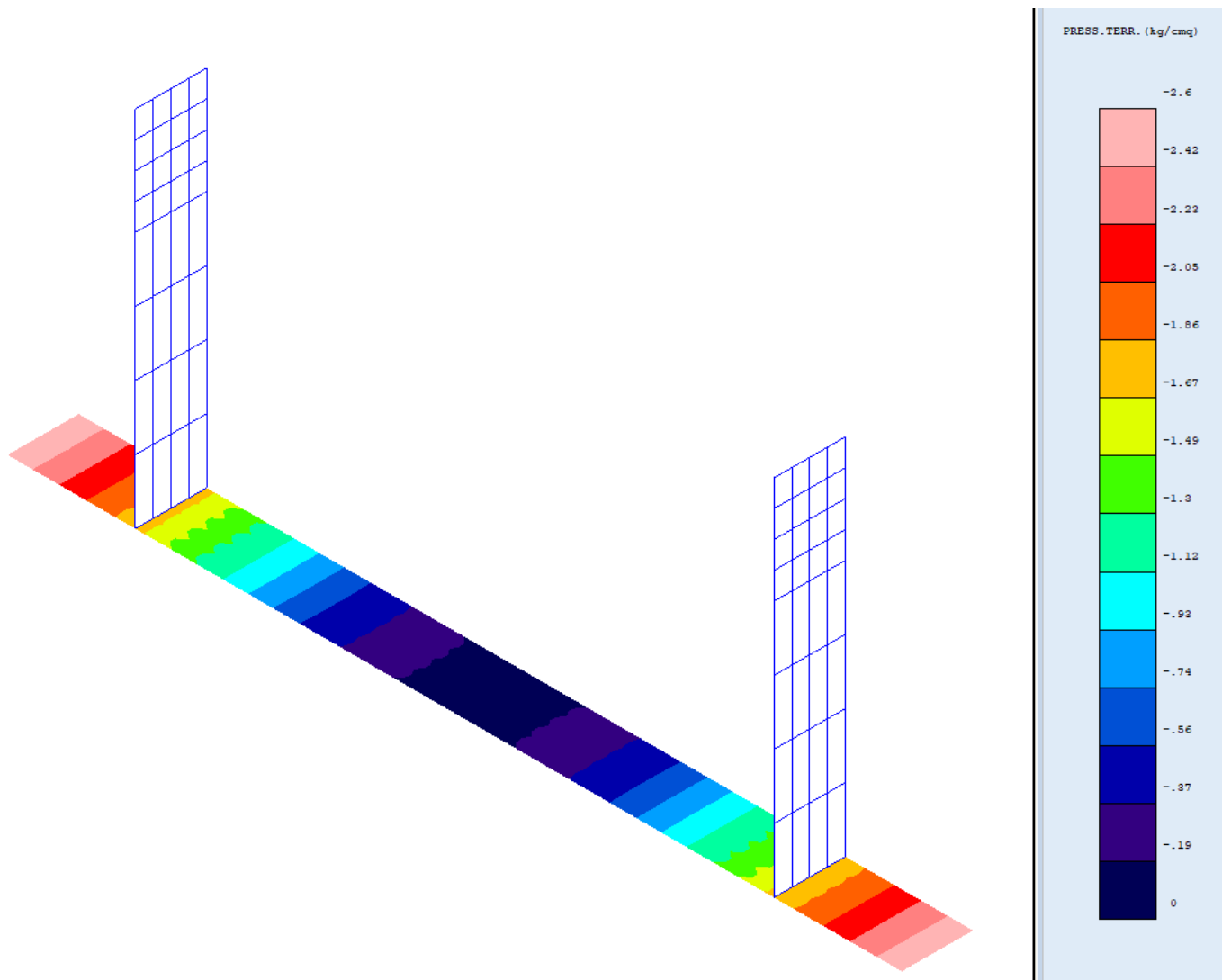
Fattori di inclinazione del terreno

gq	1,000
gc	1,000
g $\gamma$	1,000

Carico limite ultimo

qult	744,86921 t/mq	74,48692 kg/cmq
qamm	323,85618 t/mq	<b>32,38562</b> kg/cmq

La verifica della capacità portante del complesso terreno fondazione viene effettuata confrontando le pressioni esercitate dalla struttura sul terreno, ottenute dall'analisi ad elementi finiti, con la pressione resistente limite precedentemente determinata. I valori massimi delle pressioni sul terreno sono riportati graficamente nello schema seguente:



Pressione sul terreno

pmax	<b>2,60</b> kg/cmq
------	--------------------

Essendo la pressione sul terreno inferiore a quella limite di progetto la verifica risulta soddisfatta.

---

---

## SEZIONE DI VALLE 840cm x 528cm

S<sub>fondazione</sub> 60cm - S<sub>pareti</sub> 60cm

I calcoli per la valutazione della pressione limite di progetto sono riepilogati nella tabella di seguito:

Peso specifico del terreno	$\gamma$	1,90 t/mc
Angolo di resistenza a taglio	$\phi'$	23 gradi sessagesimali
Coesione	$c'$	2,00 t/mq
Coesione non drenata	$c_u$	0,00 t/mq
Larghezza fondazione	B	12,60 m
Sviluppo fondazione	L	1,00 m
Profondità del piano di posa	D	5,88 m
Inclinazione del piano di posa	$\eta$	0 gradi sessagesimali
Inclinazione del pendio	$\beta$	0,00 gradi sessagesimali
Componente verticale del carico	V	1,00 t
Componente orizzontale del carico	H	0,00 t
Eccentricità del carico rispetto alla base	$e_B$	0,00 m
Eccentricità del carico rispetto allo sviluppo	$e_l$	0,00 m
Adesione lungo la base della fondazione	$c_a$	0,00 t/mq
Angolo di attrito terreno-fondazione	$\delta$	23,00 gradi sessagesimali
Coefficiente di sicurezza		2,30

Pressione litostatica in corrispondenza del piano di posa  $q$  11,17 t/mq

### Fattori di capacità portante

Kp	2,283
Nq	8,661
Nc	18,049
$N_\gamma$	4,878

### Fattori di forma

Sq	6,348
Sc	7,046
$S_\gamma$	-4,040

### Fattori di profondità

k	0,467
dq	1,147
dc	1,187
$d_\gamma$	1,000

### Fattori di inclinazione del carico

B'	12,600
L'	1,000
A <sub>eff</sub>	12,600
iq	1,000
ic	1,000
$i_\gamma$	1,000

### Fattori di inclinazione del piano di posa

bq	1,000
bc	1,000
$b_\gamma$	1,000



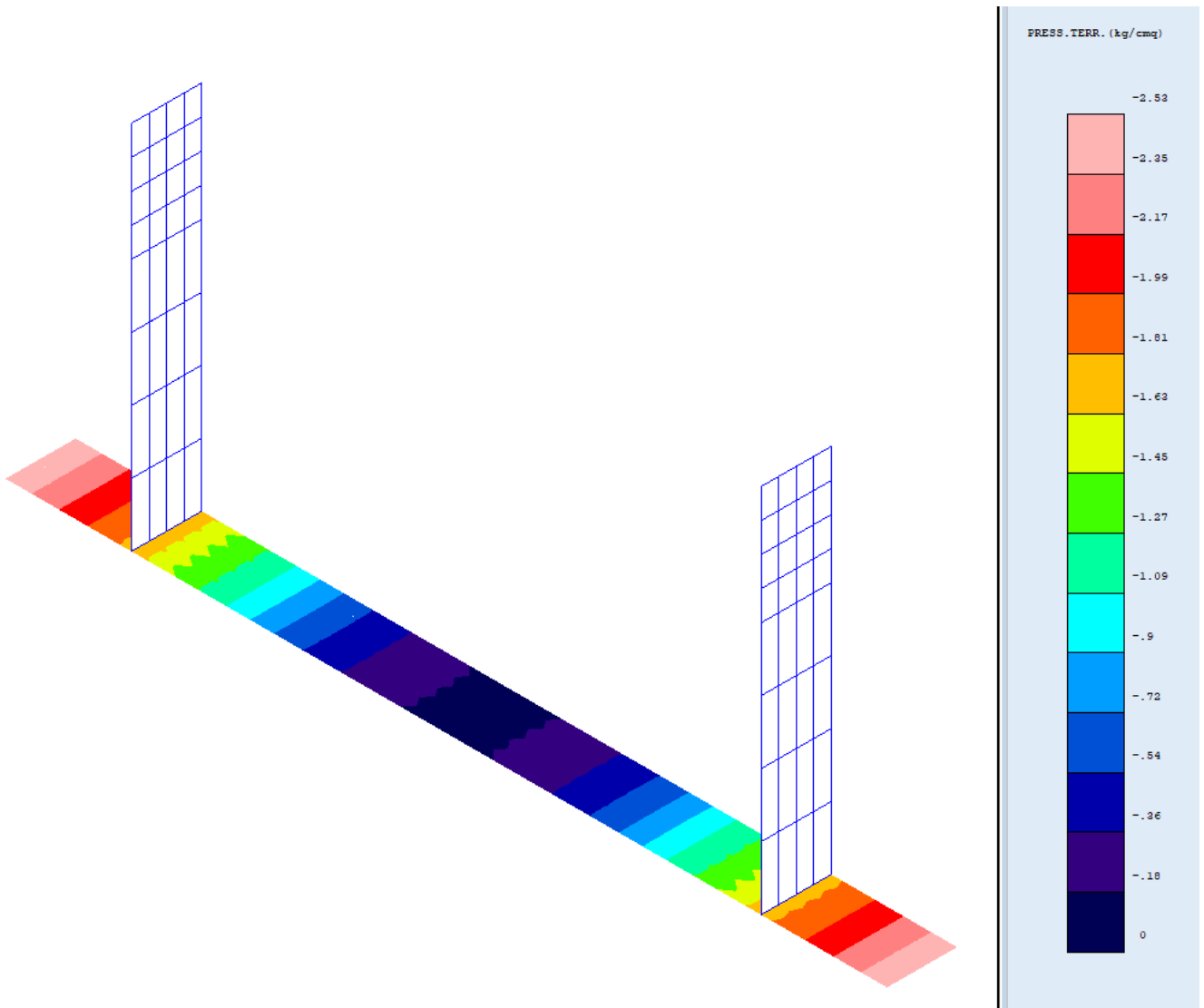
### Fattori di inclinazione del terreno

gq	1,000
gc	1,000
g $\gamma$	1,000

### Carico limite ultimo

qult	770,57375 t/mq	77,05737 kg/cmq
qamm	335,03206 t/mq	<b>33,50321</b> kg/cmq

La verifica della capacità portante del complesso terreno fondazione viene effettuata confrontando le pressioni esercitate dalla struttura sul terreno, ottenute dall'analisi ad elementi finiti, con la pressione resistente limite precedentemente determinata. I valori massimi delle pressioni sul terreno sono riportati graficamente nello schema seguente:



### Pressione sul terreno

pmax	<b>2,53</b> kg/cmq
------	--------------------

Essendo la pressione sul terreno inferiore a quella limite di progetto la verifica risulta soddisfatta.