



# STEGET<sup>st</sup>

società di ingegneria  
via San Donato, 101 10144 Torino  
telefono +39011740129 +390117715058  
fax +390117776976 e-mail info@steget.it

società con sistema di gestione certificato per la qualità UNI EN ISO 9001 : 2008



COMUNE DI  
RIVA PRESSO CHIERI

## SOTTOPASSO AL KM (21+120) DELLA EX SS10 "PADANA INFERIORE"

ACCORDO DI PROGRAMMA EX ART. 34 D.LVO 267/2000 IN DATA 16/06/2009  
TRA REGIONE PIEMONTE, COMUNE DI RIVA PRESSO CHIERI E S.C.R. PIEMONTE

### PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO

**RELAZIONE TECNICA E SPECIALISTICA  
RELAZIONE STRUTTURALE E SISMICA**

TAVOLA

**05**

DATA

15/12/2011

SCALA

COD. 14303 E AGGIORNAMENTO	RELEASE	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VISTO
	0	EMISSIONE	DICEMBRE 2011	MF	MF
	1	Integrazioni a seguito di Rapporto di validazione del 30/01/2012 della Società MERCURIO s.p.a.	FEBBRAIO 2012	MF	MF

COMMITTENTE:

COMUNE DI RIVA PRESSO CHIERI

RESPONSABILE SERVIZI TECNICI:

geom. VALERIO BENNA

PROGETTISTA:

Ing. MARCO FERRERO  
n. 4949 Ordine Provincia di Torino

Arch. PATRIZIA GIACOMELLI  
n. 4241 Ordine Provincia di Torino

Arch. MASSIMO LOVERA  
n. 4638 Ordine Provincia di Torino

COLLABORATORI:

Ing. MASSIMILIANO CORTASSA  
n. 9314S Ordine Provincia di Torino

Arch. GIACOMO PIANCAZZO  
n. 589 Ordine Provincia di Vercelli

Arch. SABINA VITTORI  
n. 7279 Ordine Provincia di Torino

VISTI

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**INDICE**

<i>SOTTOPASSO AL KM 21+120 DELLA EX SS10 “PADANA INFERIORE”</i> .....	2
1. Normativa di riferimento .....	2
2. Descrizione della struttura .....	2
3. Materiali impiegati .....	3
4. Analisi dei carichi .....	3
5. Prospetto delle condizioni di carico .....	6
6. Calcolo delle sollecitazioni nelle travi e degli spostamenti nodali .....	8
7. Verifica delle sezioni allo stato limite ultimo .....	10
8. Verifica allo stato limite di esercizio .....	12
9. Verifica sismica della struttura .....	13
10. Fondazioni .....	17
11. Codici di calcolo .....	18
<i>MURI DI SOSTEGNO IN C.A.</i> .....	20
1. Normativa di riferimento .....	20
2. Dati generali del progetto .....	20
3. Verifiche agli stati limite ultimi (schede 1 e 2) .....	22
4. Verifica degli stati limite di esercizio (schede 3, 4 e 5) .....	26
5. Verifica sismica (scheda 6) .....	29
6. Calcolo della capacita' portante delle fondazioni (scheda 7) .....	33
7. Codici di calcolo .....	33
<i>CAMERA DI SPINTA</i> .....	35
1. Normativa di riferimento .....	35
2. Calcolo della spinta sul muro .....	36
3. Spinta in presenza di sisma .....	36
4. Verifica a ribaltamento .....	38
5. Verifica a scorrimento .....	39
6. Verifica al carico limite .....	40
7. Verifica alla stabilità globale .....	41
8. Geometria muro e fondazione .....	43
9. Materiali utilizzati per la struttura .....	43
10. Geometria profilo terreno a monte del muro .....	44
11. Terreno a valle del muro .....	44
12. Descrizione terreni .....	44
13. Stratigrafia .....	45
14. Condizioni di carico .....	45
15. Descrizione combinazioni di carico .....	46
16. Impostazioni di analisi .....	47
<i>POZZETTI FOGNATURA</i> .....	48
1. Normativa di riferimento .....	48
2. Descrizione della struttura .....	48
3. Materiali impiegati .....	48
4. Analisi dei carichi .....	50
5. Ipotesi di calcolo dei pozzetti .....	50
6. Verifica delle sezioni allo stato limite ultimo .....	51

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

***SOTTOPASSO AL KM 21+120 DELLA EX SS10 “PADANA INFERIORE”***

**1. Normativa di riferimento**

Le normative utilizzate sono indicate nel prospetto che segue:

<b>N° e data</b>	<b>Titolo</b>
Legge n° 1086 del 5/11/1971	Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e a struttura metallica
D.M. del 14/1/2008	Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni

**2. Descrizione della struttura**

I dati geometrici principali della struttura sono indicati nella prima tabella degli allegati (tabella “Dati geometrici”).

La struttura è costituita da una successione di archi prefabbricati in cemento armato uguali fra loro, posati su due cordoli di fondazione anch'essi in cemento armato.

Ogni arco è costituito da due elementi prefabbricati: identici a forma di  $\Gamma$ , che, a montaggio ultimato, costituiscono ciascuno un ritto, una trave inclinata sull'orizzontale di  $45^\circ$  e una trave orizzontale.

I vari elementi prefabbricati che costituiscono la struttura sono posati in opera affiancati, quasi a contatto tra loro. L'armatura è in parte inserita all'interno degli elementi prefabbricati, in parte posata in opera negli appositi vani fra un prefabbricato e l'altro e nelle articolazioni. Successivamente i prefabbricati sono solidarizzati tra loro con un getto di calcestruzzo in opera che congloba le armature aggiunte in opera e rende la struttura monolitica.

I prefabbricati sono costruiti in modo da formare delle cerniere statiche nel collegamento alla fondazione; mentre il collegamento centrale fra i due semiarchi è reso monolitico dai getti in opera e dalle armature integrative. Sulla struttura è situata una soletta collaborante gettata in opera.

La trasmissione degli sforzi tra un arco prefabbricato ed il successivo avviene sia sull'intero sviluppo dell'arco nel suo intero spessore, sia tramite apposite travi trasversali in cemento armato localizzate negli spigoli tra le varie falde.

Le cerniere laterali, situate alla base dei montanti verticali, collegano il piede del prefabbricato, opportunamente profilato, e il getto di sigillatura solidale alla fondazione. Esse sono in realtà delle cerniere doppie, con due centri di rotazione distinti. Nel loro funzionamento possono verificarsi tre casi:

- Se il ritto verticale della struttura tende a ruotare verso l'interno del portale, lavora solo la cerniera interna, cioè quella vicina alla facciata interna a vista della struttura, mentre la cerniera esterna si solleva leggermente, ruotando solidalmente al ritto.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

- Se il ritto verticale della struttura tende a ruotare verso l'esterno del portale, lavora solo la cerniera esterna, cioè quella vicina al lato contro terra, mentre la cerniera interna si solleva leggermente, ruotando solidalmente al ritto.
- Se la risultante degli sforzi trasmessi dal ritto alla fondazione passa fra i centri delle due cerniere, lo sforzo normale tiene a contatto entrambe le cerniere e non si ha alcuna rotazione. In tal caso il ritto risulta solidale alla fondazione (comportamento ad incastro).

Il programma di calcolo provvede automaticamente a modificare le coordinate delle cerniere di base a seconda del verso di rotazione.

La struttura ha un comportamento isostatico nei confronti degli spostamenti verticali delle fondazioni (che quindi non inducono teoricamente sollecitazioni nella struttura), ma è iperstatica rispetto a spostamenti orizzontali delle fondazioni. Tuttavia anche nei confronti di queste deformazioni il calcolo della struttura dimostra che occorrono deformazioni di notevole entità per indurre stati di sollecitazione rilevanti.

### **3. Materiali impiegati**

Le caratteristiche dei materiali impiegati, sia negli elementi prefabbricati, sia nelle parti realizzate in opera, sono descritte nella tabella “MATERIALI”, contenuta nel primo foglio degli allegati della presente relazione. La tabella riporta anche le loro resistenze, determinate in conformità del punto 4.1.2.1.1 del D.M. 14/1/08, impiegate nei calcoli di verifica.

### **4. Analisi dei carichi**

Nei paragrafi che seguono sono esposti i criteri di valutazione delle azioni, che dovranno poi essere moltiplicate per i coefficienti di combinazione stabiliti dalle norme per i diversi tipi di verifiche.

#### ***PESO PROPRIO***

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato assumendo il peso specifico del cemento armato pari a  $25 \text{ kN/m}^3$  ed è considerato distribuito lungo l'asse della struttura.

#### ***PESO E SPINTA DELLE TERRE***

Il profilo del terreno di riempimento ed i suoi parametri geotecnici sono indicati, per ogni condizione di carico, nella tabella intitolata “Verifica delle sezioni” (nella prima parte della tabella, denominata “Dati del calcolo”).

Nel caso più generale il terreno è descritto attraverso un profilo trasversale bi-lineare, con pendenza diversa a sinistra e a destra. Lo spigolo P dove si incontrano i due tratti con pendenza diversa è individuato attraverso le sue coordinate  $X_P$  e  $Y_P$ , riferite rispettivamente alla mezzeria della struttura ed al suo estradosso superiore.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

Nel caso di terreno di riempimento orizzontale, le due pendenze a sinistra e a destra sono ovviamente uguali e in tal caso la quota  $Y_p$  rappresenta lo spessore di terra sulla sommità della struttura.

Il diagramma della pressione esercitata dal terreno contro la struttura è calcolato in base all'interazione elastica tra struttura e terreno. In altre parole, la pressione laterale della terra è calcolata in funzione della deformazione della struttura e della rigidità del terrapieno.

Il calcolo dell'interazione della struttura con il terreno è effettuato mediante un programma per travi costituenti un telaio piano.

Nel caso più generale, la spinta della terra sulla struttura è modellizzata attraverso due termini separati:

- il primo è un carico distribuito indipendente dagli spostamenti e variabile linearmente lungo ogni trave;
- il secondo è una reazione elastica distribuita, funzione degli spostamenti nodali e variabile anch'essa linearmente lungo ogni trave.

In merito al termine elastico il programma agisce in modo che la pressione della terra sulla struttura assuma il valore esatto nei nodi alle estremità di ogni trave (in base alla deformazione della struttura, al modulo elastico del terreno e alla lunghezza dello spessore di terra interessato alla deformazione), mentre all'interno della trave il programma impone che la pressione vari linearmente fra i due valori nodali.

Il termine di pressione della terra indipendente dagli spostamenti (e corrispondente pertanto alla pressione su una struttura indeformata, infinitamente rigida) agente sul paramento contro terra è assunto pari alla spinta di quiete, valutata con un coefficiente di spinta pari a  $1 - \tan \varphi$  per terreno orizzontale, dove  $\varphi$  è l'angolo d'attrito del terreno. La pressione di quiete ha un diagramma triangolare che parte da zero alla quota del suolo.

La variazione di spinta rispetto a quella di quiete, dovuta all'interazione tra terreno e struttura, è calcolata nel secondo termine. Essa dipende dalla deformazione della struttura e dalla rigidità del terreno alle deformazioni orizzontali, e quindi dal suo modulo elastico e dalla lunghezza del tratto interessato dalla deformazione.

Per i moduli elastici del terreno abbiamo assunto un diagramma lineare crescente con la profondità dalla superficie del suolo. La tabella “Dati del calcolo” riporta il valore del modulo elastico ed il valore di incremento adottato per ogni m di profondità.

La lunghezza del terreno  $L_p$  interessata alla deformazione è data dalla formula seguente:

$$L_p = 2/3 * H_{scavo} * \tan (45^\circ + \varphi / 2).$$

Dove  $H_{scavo}$  è il dislivello fra la superficie del terreno e l'estradosso della fondazione misurato sulla verticale del ritto della struttura.

Dal punto di vista della costruzione del rilevato contro la struttura, il calcolo conferma che è sempre opportuno un buon costipamento della terra di riporto sui lati della struttura, per incrementare il modulo elastico del terreno e garantirne l'uniformità. Inoltre occorre che il riempimento di terra avvenga in modo non troppo asimmetrico.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**CARICHI MOBILI**

I carichi d'esercizio assunti nel calcolo sono quelli stabiliti dal D.M. 14/1/2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

La struttura è progettata per i massimi carichi stradali previsti per i ponti di 1a categoria: n° 2 forze concentrate di 300 kN per il carico  $Q_{ik}$  ed un carico distribuito pari a 9 kN/m<sup>2</sup> per il carico  $q_{ik}$ , quest'ultimo considerato solo se sfavorevole.

Indichiamo con **Y9** il “*Coefficiente di ripartizione*”, ovvero la quota della colonna di carico mobile direttamente agente sul singolo arco. Se non si considerasse la collaborazione degli archi vicini, essa sarebbe pari al rapporto tra la larghezza di un arco e la larghezza della colonna di carico e assumerebbe pertanto il valore:

$$Y9 = 1,25 / 3,00 = 0,4167$$

Nella struttura in esame, sono situati tre travi trasversali (due nelle articolazioni superiori e una nel giunto di mezzeria) dotate di una rigidezza finita e una soletta collaborante di larghezza circa pari alla luce del ponte.

Il coefficiente di ripartizione trasversale è calcolato in via semplificata con uno schema di trave continua su appoggi elastici, dove la rigidezza della trave continua tiene conto delle rigidezze dei trasversi e della soletta e gli appoggi elastici rappresentano i singoli archi della struttura.

Il valore del coefficiente di ripartizione trasversale, denominato **Y9**, è riportato nelle tabelle.

Il programma di calcolo utilizzato ammette un numero massimo di 30 archi ai fini del calcolo della ripartizione trasversale. Nel caso di strutture con un maggior numero di archi viene comunque adottato tale valore. Questa limitazione non influenza in maniera significativa il coefficiente di ripartizione calcolato, perché gli archi più lontani sono soggetti a spostamenti modesti e partecipano alla ripartizione trasversale in misura trascurabile.

I carichi nominali citati includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

In definitiva il carico mobile che agisce su un singolo arco è costituito da due forze concentrate distanti 1,20 m una dall'altra, ciascuna di intensità

$$Y9 * 300 \text{ kN}$$

E inoltre, quando sfavorevole per la struttura, da un carico linearmente distribuito di intensità pari a

$$Y9 * 9 \text{ kN/m}^2 * 3,00 \text{ m} = Y9 * 27,0 \text{ kN/m.}$$

Il sovraccarico, se agisce sul rilevato, determina una pressione orizzontale uniforme sulla parete esterna della struttura assunta pari al coefficiente di spinta di quiete moltiplicato per il carico distribuito  $Y9 * 27,0 \text{ kN/m.}$

La forza di frenamento stabilita dalla normativa risulta agente nella direzione dell'asse della strada con un'intensità pari al 60% dei due assi  $Q_{1k}$  oltre al 10 % del carico distribuito  $q_{1k}$ . Data la grande rigidezza trasversale dell'impalcato, la forza di frenamento si ripartisce su diversi archi contigui. Il numero di archi sui quali è ripartita la forza di frenamento è indicato, per ogni condizione di carico, nella tabella “Verifica delle sezioni”.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

Il verso applicato alla forza di frenamento è ovviamente quello più sfavorevole alla stabilità.

**COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI DELLE AZIONI.**

Le azioni utilizzate nel calcolo sono moltiplicate per i coefficienti delle azioni indicate nel D.M. 14/1/2008.

TABELLA I - COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI DELLE AZIONI impiegati nelle verifiche.

AZIONI		Verifiche S.L.U. (combinaz. fondamentale)	Verifiche S.L.E. (fessurazione)	Verifiche S.L.U. (combinaz. sismica)
Peso proprio strutture	g1	1,35	1	1
Peso della terra portata	g2	1,35	1	1
Spinta della terra	g3	1,35 (1 se favorevole)	1	1
Carichi mobili	q1	1,35	0,00 (c.c. quasi perm.) 0,75 (c.c.frequente)	0
Frenamento	q4	1,5	0	0

**5. Prospetto delle condizioni di carico**

Le disposizioni più sfavorevoli dei carichi mobili sulla struttura sono state scelte con il criterio di generare le massime sollecitazioni nelle principali sezioni. Le disposizioni dei carichi sono individuate in base all'esame delle linee di influenza.

Le condizioni di carico sono descritte negli schemi grafici che seguono.

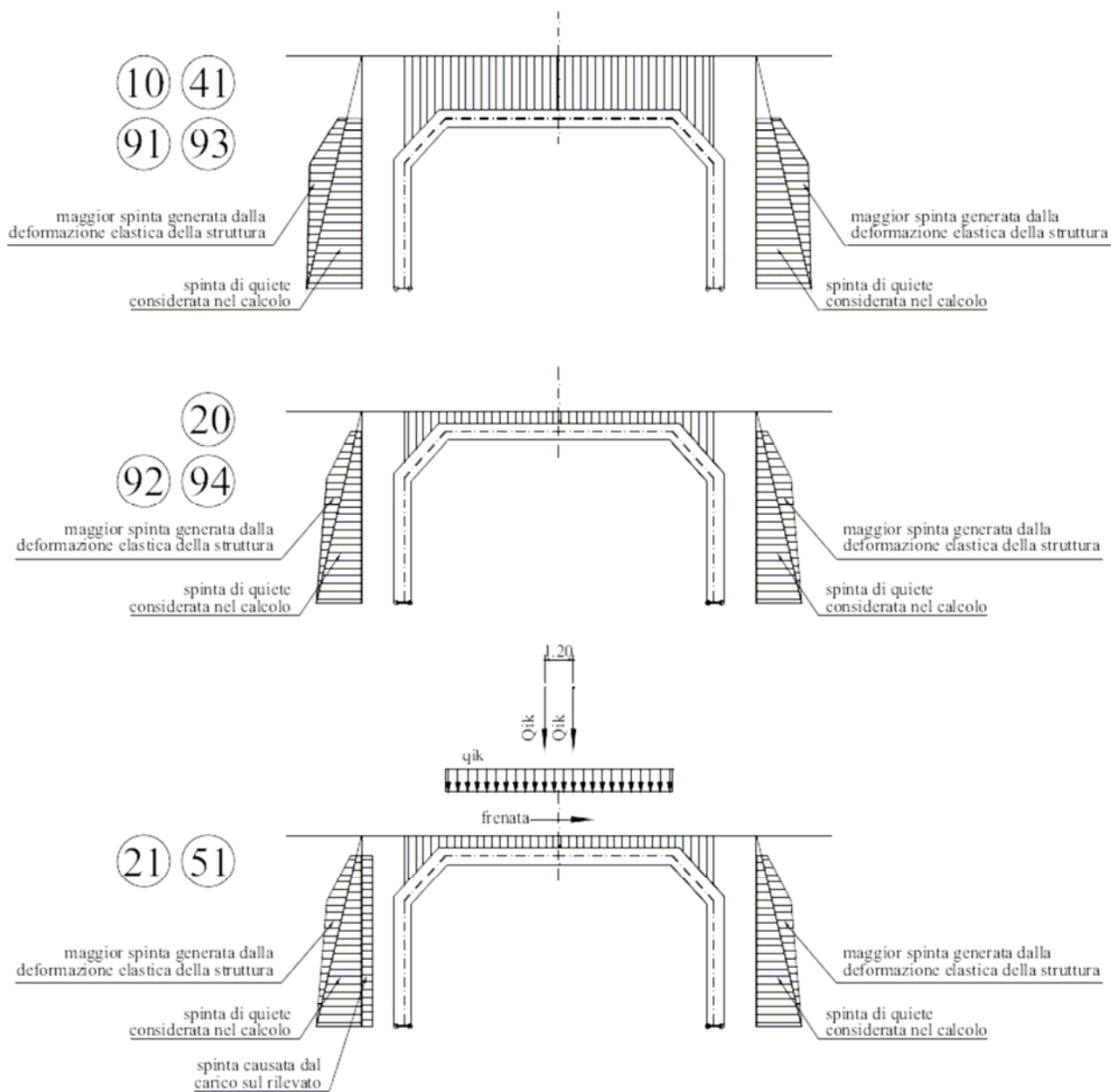
L'analisi comprende le verifiche allo stato limite ultimo, le verifiche allo stato limite di servizio per la fessurazione e le verifiche sismiche allo stato limite ultimo. Le condizioni di carico analizzate sono conseguentemente così suddivise:

TABELLA II – ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO VERIFICATE

Condiz di carico	Tipo di verifica
10	S.L.U.: solo carichi permanenti: terra max
20	S.L.U.: solo carichi permanenti: terra min
21 ÷ 23	S.L.U.: con carichi accidentali
41	S.L.E.: combinazione quasi permanente
51, 55, 56	S.L.E.: combinazione frequente
91, 92, 93, 94	S.L.U.: combinazione sismica

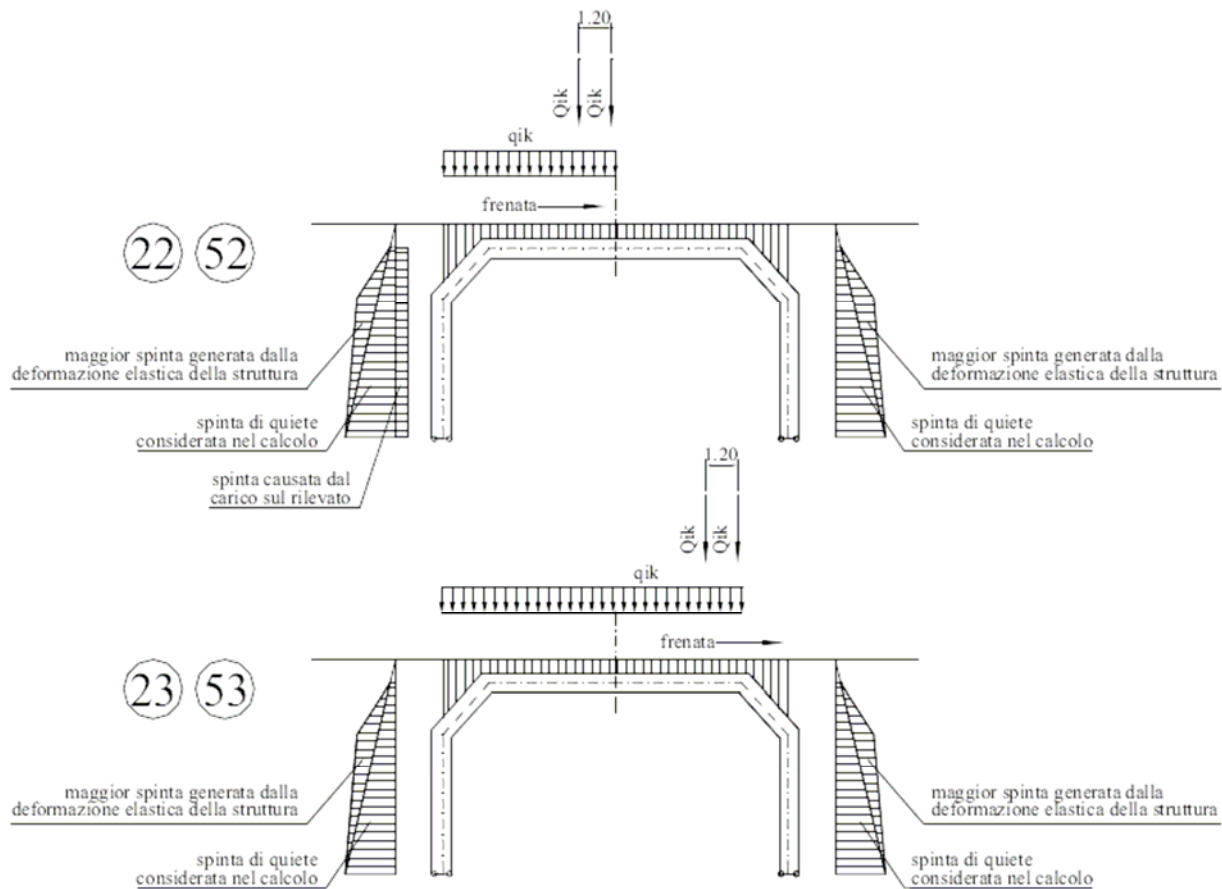
**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**CONDIZIONI DI CARICO**





**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**



## 6. Calcolo delle sollecitazioni nelle travi e degli spostamenti nodali

Le caratteristiche di sollecitazione nelle sezioni della struttura e gli spostamenti nodali sono calcolati con un modello elastico lineare, senza ridistribuzioni, mediante un programma per travi costituenti un telaio piano, interattivo con la spinta della terra sulle pareti esterne della struttura. La struttura è schematizzata considerando gli assi baricentrici delle travi.

Il programma risolve anche il particolare vincolo a doppia cerniera esistente alla base di ogni ritto.

In particolare la base di ogni ritto è sagomata in modo da formare due cerniere: una con asse di rotazione in prossimità della facciata interna del manufatto e l'altra in prossimità della facciata contro terra. Le diverse disposizioni dei carichi applicati possono attivare nelle cerniere tre situazioni:

- quando la rotazione della base del ritto avviene verso il terreno si attiva la cerniera in prossimità del lato esterno;
- quando la rotazione della base del ritto è verso l'interno della struttura si attiva la cerniera in prossimità del lato interno;

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

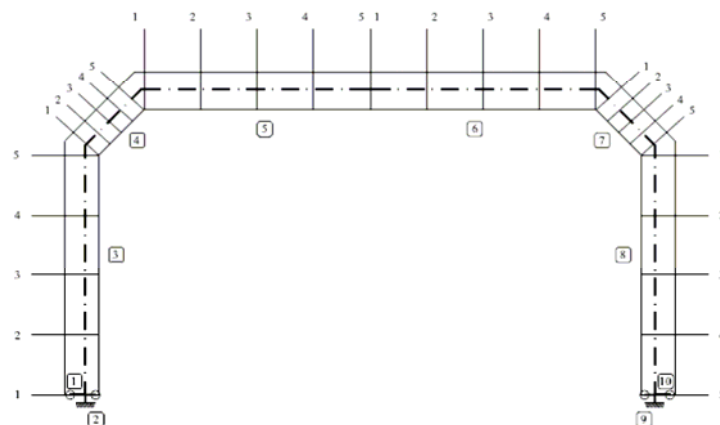
- quando la risultante delle forze passa tra le due cerniere poste alla base del ritto non si ha alcuna rotazione e lo schema statico diventa di incastro anziché di cerniera.

Nelle prime due situazioni, il modello di calcolo considera due travi fittizie aggiuntive (travi 1 e 10) per tenere conto dell'eccentricità della cerniera rispetto all'asse baricentrico della trave. Le due travi fittizie hanno una lunghezza pari alla distanza tra l'asse baricentrico ed il centro della cerniera e sono orientate verso la cerniera che è attiva (a seconda dei casi,  $0^\circ$  o  $180^\circ$ ). Per simulare una rigidezza infinita, queste travi sono dotate di un'area e di un momento d'inerzia molto maggiori di quelli delle altre travi.

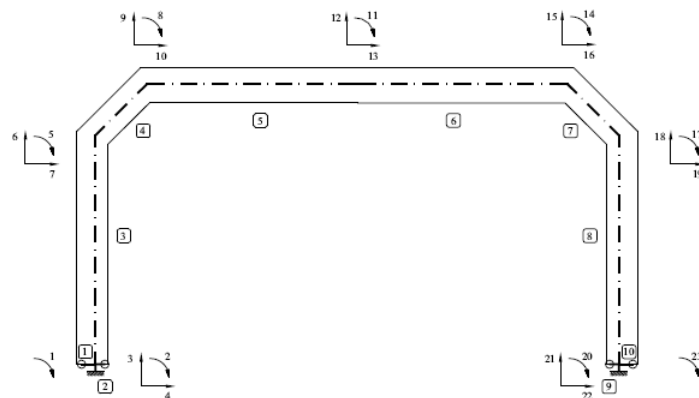
La tabella "Sollecitazioni nelle travi" espone anche le caratteristiche di sollecitazione delle travi fittizie e indica con le espressioni “cerniera esterna”, “cerniera interna” o “incastro” l'effettiva condizione di vincolo alla base di ciascun ritto per ogni condizione di carico.

Gli schemi che seguono mostrano la numerazione delle travi, la numerazione delle sezioni in cui sono calcolate le caratteristiche di sollecitazione e la numerazione degli spostamenti nodali considerati.

NUMERAZIONE DELLE TRAVI E DELLE SEZIONI RESISTENTI



NUMERAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI NODALI



**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

## **7. Verifica delle sezioni allo stato limite ultimo**

La verifica allo stato limite ultimo, è svolta secondo le norme di calcolo esposte al punto 4.1.2 del D.M.14/1/2008, “*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”.

Le tabelle espongono i dati e i risultati del calcolo per ciascuna delle cinque sezioni di ogni trave. Il calcolo è svolto in base ai criteri illustrati nei paragrafi che seguono.

Il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è quello di tipo parabola-rettangolo (fig. 4.1.1.(a) della norma) in cui assumiamo ovunque  $\varepsilon_{c2} = 0,20\%$  e  $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$ , avendo ovunque il calcestruzzo resistenza inferiore a C50/60.

Il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è quello elastico perfettamente plastico, con deformazione massima assunta nel calcolo  $\varepsilon_{ud} = 1\%$ .

Tutte le travi sono dotate di armatura resistente al taglio. Per i puntoni di calcestruzzo nell'ideale traliccio è stata assunta un'inclinazione  $\theta$  tale che  $\text{ctg } \theta = 1,5$

Il calcolo della resistenza al “taglio trazione” ed al “taglio compressione” è fatto applicando rispettivamente le formule [4.1.18] e [4.1.19].

L'armatura a taglio è in generale costituita da staffe perpendicolari all'asse della trave, cioè con  $\alpha = 90^\circ$  e ferri piegati con  $\alpha = 45^\circ$  circa. La loro quantità è indicata nelle tabelle; il calcolo tiene conto di entrambe. Dal momento che l'inclinazione reale dei ferri piegati può variare fra  $40^\circ$  e  $50^\circ$ , nel calcolo è stato assunto, come inclinazione dei ferri piegati,  $\alpha = 40^\circ$  che è il valore che rende minimo il taglio trazione; pertanto al coefficiente  $(\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$  della formula [4.1.18] per la parte relativa ai ferri piegati assume un valore fisso = 1,73.

Il codice di calcolo accerta che il contributo dovuto ai ferri piegati non superi il 50% del totale; altrimenti espone come taglio resistente il doppio di quello dovuto alle sole staffe.

Per assolvere le prescrizioni dell'ultimo capoverso del paragrafo 4.1.2.1.3.2. il codice calcola la quantità  $a_1$  (décalage) con la formula [4.1.22]. Conseguentemente calcola ed espone il momento flettente massimo, agente nel tronco di trave lungo  $2 \cdot a_1$  preso a cavallo della sezione in esame.

### **SOLLECITAZIONI ESTERNE**

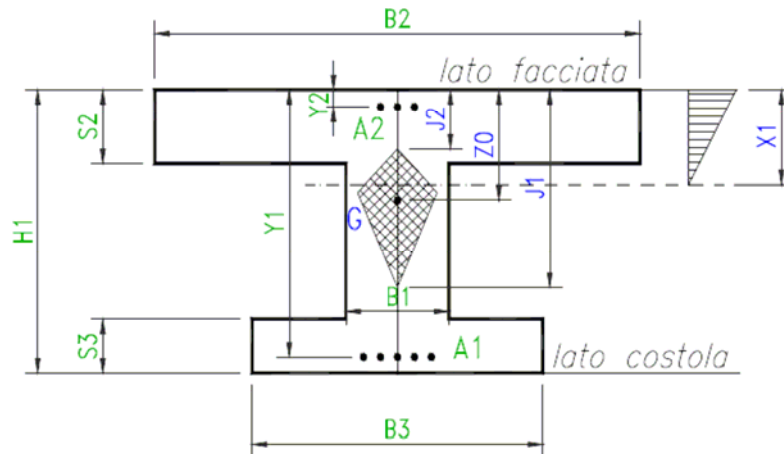
Le sollecitazioni esterne agenti nella sezione, calcolate con i coefficienti  $\gamma$  delle azioni, sono rappresentate come segue:

MEd	Momento flettente baricentrico
e1	Eccentricità della risultante rispetto alla facciata interna o intradosso delle travi
MEd + décalage	Momento flettente baricentrico massimo agente sulla trave in una zona larga 0,9 * Y / 2 estesa da ciascun lato della sezione analizzata (con Y = altezza utile)
NEd	Sforzo normale
VEd	Sforzo di taglio

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**DESCRIZIONE DELLE SEZIONI E AREE DEI FERRI**

La descrizione geometrica della sezione segue lo schema della figura seguente:



Nelle tabelle di verifica sono indicate le seguenti grandezze:

- $H$  = altezza della sezione
- $Y$  = altezza utile = distanza del lembo compresso dal baricentro delle armature tese
- $B5$  = larghezza lato compresso; dipende dal segno del momento baricentrico  $M_{Ed}$  e dalla larghezza di compartecipazione della soletta compressa
- $B1$  = larghezza della sezione al fine della tensione tangenziale
- $X1$  = distanza dell'asse neutro dal lembo compresso
- $A1$  = area delle armature esterne, cioè dal lato della terra o dell'estradosso dell'arco
- $A2$  = area delle armature interne, cioè dal lato della facciata interna della galleria o del ponte
- $A3$  = sezione dei ferri piegati che competono ad un concio di trave di lunghezza pari  $0,9 * Y$ .
- $A4$  = sezione complessiva delle staffe che competono ad un concio di trave di lunghezza pari ad 1 m.

**SOLLECITAZIONI RESISTENTI:**

$M_{rd}$  Momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale  $N_{Ed}$

$VR_{sd}$  Resistenza di calcolo a “taglio trazione”

$VR_{cd}$  Resistenza di calcolo a “taglio compressione”

La sezione è verificata se  $M_{Ed} + d\epsilon_{alage} < M_{rd}$   
 $abs(V_{Ed}) < VR_d = \min(VR_{sd}, VR_{cd})$

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**8. Verifica allo stato limite di esercizio.**

La normativa prescrive di prendere in conto le seguenti combinazioni delle azioni (punto 4.1.2.2.4.2):

- Combinazione quasi permanente: considera le azioni dei soli carichi permanenti.
- Combinazione frequente: considera le azioni dei carichi permanenti computati interamente e dei carichi mobili ridotti con un fattore di combinazione 0,75.

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni. Le disposizioni dei carichi mobili sono le stesse impiegate per determinare le sollecitazioni massime nelle verifiche allo S.L.U..

I momenti flettenti  $M_0$  sono calcolati rispetto all'asse baricentrico della trave. I momenti flettenti  $M_1$  e le eccentricità  $e_1$  sono calcolati rispetto alla facciata interna (=intradosso) delle travi. Hanno segno positivo se tendono la facciata interna e comprimono l'estradosso.

Lo sforzo normale e lo sforzo di taglio sono indicati rispettivamente con  $N_1$  e  $T_1$ .

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

**VERIFICA A FESSURAZIONE (4.1.2.2.4)**

Le aperture delle fessure  $w_d$ , calcolate in conformità al paragrafo 4.1.2.2.4.6, sono esposte nell'ultima colonna della tabella.

Lo stato limite di fessurazione è commisurato alle condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione. Per armature poco sensibili, tra le quali rientra l'acciaio da cemento armato ordinario, in condizioni ambientali “ordinarie” a sensi della tabella 4.1.III, lo stato limite di fessurazione risulta:

- $w_2 = 0,3$  mm per la combinazione quasi permanente
- $w_3 = 0,4$  mm per la combinazione frequente

I risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

**CALCOLO DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (4.1.2.2.5)**

Sono inoltre esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica rara, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati (C35/45):  $\sigma_c < 0,83 * 45 * 0,60 = 22,41 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo nei giunti (C28/35):  $\sigma_c < 0,83 * 35 * 0,60 = 17,43 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo della soletta (C28/35):  $\sigma_c < 0,83 * 35 * 0,60 = 17,43 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di carico quasi permanente in ambiente moderatamente aggressivo risultano le seguenti limitazioni:

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

Calcestruzzo dei prefabbricati (C35/45):	$\sigma_c < 0,83 * 45 * 0,45 = 16,81 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo nei giunti (C28/35):	$\sigma_c < 0,83 * 35 * 0,45 = 13,07 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo della soletta (C28/35):	$\sigma_c < 0,83 * 35 * 0,45 = 13,07 \text{ N/mm}^2$
Acciaio: nella combinazione caratteristica:	$\sigma_s < 0,80 * 450 \text{ N/mm}^2 = 360 \text{ N/mm}^2$

Tutti i risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

## 9. Verifica sismica della struttura.

### **DATI DI PROGETTO DELL'AZIONE SISMICA**

Le azioni sismiche di progetto sono definite in base alla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione attraverso i seguenti tre parametri:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito

$F_0$  = fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

$T_{c*}$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Il loro valore è espresso nei tabulati di verifica delle condizioni sismiche in base alla zona geografica in cui è inserita l'opera, in relazione alla vita di riferimento VR ed alla probabilità di superamento del 10% per la stato ultimo di vita (SLV). Sono inoltre esposti il fattore di struttura e la categoria del suolo di fondazione.

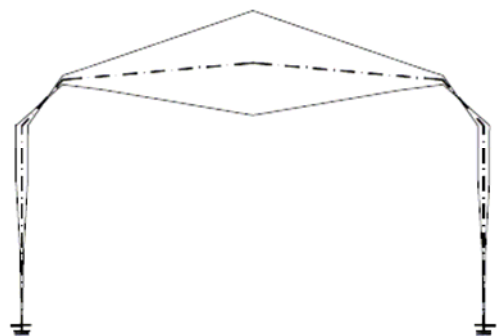
La struttura è verificata secondo il metodo del modo fondamentale di oscillare (analisi statica lineare).

Abbiamo preso in conto due modi fondamentali di oscillare:

L'**oscillazione orizzontale**: la struttura, per effetto di un'azione sismica ondulatoria, oscilla orizzontalmente flettendo i due ritti che sostengono la copertura e per congruenza si deforma anche la copertura, essendo solidale ai ritti (oscillazione di tipo “A”). L'analisi semplificata può essere applicata in quanto la deformata dinamica della struttura è governata da un solo modo di vibrare e la risposta è quindi fornita in buona approssimazione dall'analisi di un oscillatore a 1 grado di libertà.



Oscillazione di tipo “A”



Oscillazione di tipo “B”

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

L'oscillazione verticale: l'impalcato, per effetto di un'azione sismica sussultoria, oscilla verticalmente nel modo rappresentato nella figura (oscillazione di tipo “B”). In questo caso il periodo fondamentale della vibrazione risulta alquanto più breve, essendo la massa oscillante molto più piccola, mentre la rigidezza media dell'impalcato ai carichi verticali è simile; pertanto anche il coefficiente di risposta risulta in genere più piccolo.

In conformità al paragrafo 7.3.5 gli effetti massimi del sisma sono ottenuti combinando l'azione sismica verticale con quella orizzontale, assumendo alternativamente il 100 % di una con il 30% dell'altra. Considerando inoltre che l'oscillazione verticale può causare un incremento o un decremento dei pesi, si ottengono le seguenti quattro combinazioni delle azioni:

- condizione di carico 91: 100% dell'azione verticale verso il basso + 30% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra
- condizione di carico 92: 100% dell'azione verticale verso l'alto + 30% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra
- condizione di carico 93: 30% dell'azione verticale verso il basso + 100% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra
- condizione di carico 94: 30% dell'azione verticale verso l'alto + 100% dell'azione orizzontale da sinistra verso destra

Le condizioni di carico 92 e 94 sono inoltre più significative quando il riempimento sopra l'impalcato è minimo. Di questo si è tenuto conto riducendo il riempimento  $Y_p$  quando è maggiore di 0,30 m.

**COEFFICIENTE DI RISPOSTA**

In base al paragrafo 7.9.4.1, il periodo fondamentale della vibrazione del ponte risulta:

$$T = 2 \pi \sqrt{M / K}$$

nella quale:

- $M$  è la massa efficace. Per l'azione sismica orizzontale risulta pari alla somma di tutte le masse della copertura (travi 4, 5, 6 e 7) più metà delle masse dei ritti (travi 3 e 8). Per l'azione sismica verticale abbiamo assunto circa metà della copertura.
- $K$  è la rigidezza complessiva della struttura alle forze orizzontali o verticali. Il valore è stato letto direttamente nella matrice di rigidezza della struttura.

Lo spettro di risposta di progetto per le componenti orizzontali e lo stato limite di collasso è calcolato a sensi del paragrafo 3.2.3.2.1 con le seguenti espressioni:

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

$$\begin{aligned} \text{se } 0 \leq T < T_B & S_d(T) = a_g * S * F_o / q * [T / T_B + q / F_o * (1 - T / T_B)] \\ \text{se } T_B \leq T < T_C & S_d(T) = a_g * S * F_o / q \end{aligned}$$

In queste prime fasi di applicazione della nuova normativa, abbiamo calcolato il valore  $S_d(T)$  assumendo cautelativamente un coefficiente di struttura  $q = 1,0$ , benché dalla tabella 7.9.1 risulti possibile utilizzare, per strutture dotate di spalle rigidamente connesse con l'impalcato, quale quella in esame, il valore  $q = 1,5$  che è più favorevole.

La massa efficace  $M$ , la rigidezza complessiva  $K$ , il periodo fondamentale di vibrazione  $T$ , il coefficiente per le azioni sismiche orizzontali sono indicati nelle tabelle dei risultati.

Lo spettro di risposta di progetto per le componenti verticali e lo stato limite di collasso è calcolato a sensi del paragrafo 3.2.3.2.2 con le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \text{se } 0 \leq T < T_B = 0,05 & S_{vd}(T) = a_g * S / q * F_v * [T / T_B + q / F_v (1 - T / T_B)] \\ \text{se } 0,05 = T_B \leq T < T_C = 0,15 & S_{vd}(T) = a_g * S / q * F_v \\ \text{se } 0,15 = T_C \leq T < T_D = 1 & S_{vd}(T) = a_g * S / q * F_v * T_C * T_d / T^2 \end{aligned}$$

assumendo  $T_v = 1,35 * F_o * (a_g/g)^{0,5}$  e sempre  $q = 1$ .

L'accelerazione competente allo spettro di progetto è applicata:

- Alle masse costituenti l'impalcato (travi 4, 5, 6 e 7). Le loro forze d'inerzia sono distribuite con legge lineare sull'asse baricentrico di ciascuna trave;
- Alla metà delle masse costituenti i due ritti (travi 3 e 8). Anche le loro forze d'inerzia sono distribuite sull'asse baricentrico di ciascun ritto;
- A tutte le masse di terra portate dall'impalcato. Le relative forze d'inerzia sono distribuite con legge lineare sulle varie travi costituenti l'impalcato, in proporzione al peso della terra portata.



**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**VERIFICA DELLE SEZIONI ALLO S.L.U. - CONCLUSIONI**

Il calcolo numerico delle caratteristiche di sollecitazione è effettuato con un calcolo elastico lineare, impiegando lo stesso programma per il calcolo di telai piani già impiegato per il calcolo della struttura in condizioni normali. Esso tiene conto in modo completo dell'interazione con il terreno in corrispondenza delle spalle. In merito, ricordiamo che nel nostro caso non è necessaria l'esatta valutazione del modulo elastico del terreno e degli altri parametri geotecnici, avendo verificato che la loro variazione ha una modesta influenza sui risultati.

Le verifiche delle sezioni allo stato limite ultimo sono sviluppate con lo stesso procedimento seguito per le verifiche ai carichi di progetto. I dati e i risultati del calcolo sono esposti in tabelle del tutto analoghe.

Dall'esame dei risultati numerici si conclude che la struttura è idonea a resistere al sisma di progetto con un adeguato margine. Risulta infatti verificato che in tutte le sezioni sia il massimo momento flettente che il massimo sforzo di taglio sotto l'effetto del sisma sono inferiori alle rispettive resistenze delle sezioni. Questa verifica è soddisfatta senza prendere in considerazione non solo la formazione di cerniere plastiche, ma neppure una redistribuzione di momenti flettenti rispetto al calcolo elastico.

Concordemente con quanto ripetutamente espresso nella norma la struttura è verificata sia in termini di resistenza ( $R > S$ ) sia in termini di duttilità e capacità di deformazione, ossia nel rispetto dei criteri di “gerarchia delle resistenze”.

Il fattore di sovrarresistenza calcolato mediante l'espressione 7.9.7 ed utilizzando  $q=1$  risulta:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2 * q = 0,9 \text{ occorre pertanto applicare la limitazione inferiore } \gamma_{Rd} = 1.$$

Pertanto non occorre ottenere una sovrarresistenza fuori dalle zone critiche nelle verifiche a pressoflessione.

Per scongiurare il verificarsi di meccanismi resistenti fragili, occorre invece verificare che tutte le sezioni siano dotate di una sovrarresistenza a taglio calcolata tramite l'espressione 7.9.10

$$\gamma_{Rd} = 1,25 + 1 - q * V_{ed} / V_{gr,o}, \text{ variabile tra 1 e 1,25.}$$

Tutte le sezioni risultano possedere la sovrarresistenza di 1,25 nei riguardi del taglio esterno dovuto alle azioni sismiche, infatti risulta ovunque  $V_{Rd} / V_{Ed} > 1,25$ . Nelle tabelle di verifica il taglio resistente è quello ottenuto mediante la verifica a stato limite ultimo già esposto, in altre parole i valori esposti non sono ancora divisi per il coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$



**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

## **11. Codici di calcolo**

### ***TIPO DI ANALISI SVOLTA***

Il codice di calcolo deriva dall'evoluzione, sviluppata in molti anni, di un programma di soluzione di telai piani nato originariamente in Basic alla fine degli anni ottanta. L'attuale programma permette la verifica di tutte le tipologie di portali realizzate con i prefabbricati articolati tipo “Tensiter”.

In base all'input dei dati variabili, inseriti tramite apposite “finestre”, il codice di calcolo determina le reazioni vincolari e le sollecitazioni agenti nelle varie sezioni della struttura risolvendo il telaio con un'analisi statica lineare senza ridistribuzioni.

La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale, è fatta con soluzioni esatte basate su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a SLU e sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche a SLE (tensioni e fessurazione).

Il programma è dotato di un sistema interno di controllo per le principali verifiche richieste dalle norme. In particolare nelle verifiche a SLU il codice di calcolo fa automaticamente il confronto fra sollecitazioni dovute alle azioni e sollecitazioni resistenti. Nelle verifiche a SLE il confronto è fatto fra le tensioni calcolate o l'ampiezza delle fessure e i loro valori massimi ammessi dalle norme. Il codice di calcolo evidenzia nelle tabelle dei risultati gli eventuali valori insufficienti o inadatti scrivendoli in rosso su fondino giallo.

### ***ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO***

I calcoli sono stati compilati automaticamente mediante il programma denominato “CalcoloArticolati”, realizzato specificamente.

Il programma, continuamente aggiornato, espone automaticamente negli allegati con quale revisione è stato effettuato il calcolo, in modo da poter comunque ricostruire esattamente, anche a distanza di tempo, ogni valore esposto.

### ***AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI***

L'affidabilità dei risultati forniti dal codice è stata controllata per molteplici condizioni di utilizzo con approccio sistematico, per testare tutti i diversi componenti del codice. Ad esempio:

- è stata verificata la simmetria dei risultati su strutture simmetriche sia nella geometria che nei carichi; i risultati forniti sono simmetrici, con buona precisione, benché il metodo di risoluzione del telaio avvenga con un calcolo matriciale per sua natura asimmetrico;
- sono stati sviluppati i test relativi a una sola azione non nulla, onde confrontarne i risultati con quelli facilmente calcolabili a mano;

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

- sono stati confrontati i risultati del calcolo di varie sezioni in c.a., sia a doppio T che circolari armate (pali), variamente sollecitate sia a SLU che a SLE, con i risultati di identiche sezioni calcolate a mano.

In base ai risultati di questo programma o delle sue precedenti versioni sono state costruite più di 500 opere con prefabbricati articolati in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti sottopassi e cavalcavia stradali e ferroviari, gallerie artificiali con ricoperture fino a 15 m, ponti e ponticelli su fiumi, torrenti e canali, anche in zone anche in zone ad elevata sismicità.

In diversi casi sono stati effettuati anche confronti di verifica con i risultati calcolati in via indipendente da altri progettisti nell'ambito delle procedure di approvazione di progetti specifici.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

*MURI DI SOSTEGNO IN C.A.*

**1. Normativa di riferimento**

La norma di riferimento, assunta per la verifica delle strutture, è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 14/1/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 2/2/2009 n° 617).

Per quanto in esso non contenuto si è fatto riferimento a:

Classe di esposizione: linee guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in conformità con l'Eurocodice 2-1-1:2005 e la norma UNI EN 206-1;

Calcolo dell'apertura delle fessure nello stato limite di servizio: D.M. 9/1/96 e circ. min.LL.PP n°252 del 15/1/96;

Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: tabella 1 allegata al D.M. 14/1/2008, aggiornata sul sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici.

**2. Dati generali del progetto**

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4.I): **Tipo 3**

**Vn = anni 100**

**Ambiente nel quale l'opera è costruita:**

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**Tabella 1 - Materiali e loro resistenze**

<b>Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)</b>		Prefabbricati	Platea	Fondazione
Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	<b>45</b>	<b>30</b>	<b>20</b>
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	37.35	24.9	16.6
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm <sup>2</sup>	21.17	14.11	9.41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm <sup>2</sup>	3.35	2.56	1.95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctm} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm <sup>2</sup>	1.56	1.19	0.91
<b>Acciaio (§ 4.1.2.1.1)</b>	tipo	<b>B450C</b>	<b>B450C</b>	-
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	450	450	-
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm <sup>2</sup>	391.3	391.3	-

**Tabella 2 - Coefficienti e parametri impiegati nei calcoli:**

AZIONI	simboli	Verifiche SLU: Approccio 1		Verifiche SLE	Verifica sismica
		A1+M1+R1	A2+M2+R2		
<b>Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):</b>					
Peso proprio della struttura	$g_1$	1.3	1.0	1.0	1.0
Peso della terra portata	$g_2$	1.3	1.0	1.0	1.0
Spinta della terra	$g_3$	1.3	1.0	1.0	1.0
Sovraccarichi per carichi mobili	$q_1$	1.5	1.3	$1.0 \times \Psi$	0.00
<b>Parametri geotecnici del terreno spingente (tabella 6.2.II):</b>					
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi$	34°	28.35°	34°	28.35°
Coesione efficace	$c'_k$	0.0	0.0	0.0	0.0
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso specifico della terra	$\gamma$	18	18	18	18
Eventuali valori particolari per le singole sezioni sono riportati nelle relative schede.					
<b>Coefficienti parziali per le verifiche delle fondazioni superficiali (tabella 6.5.I):</b>					
Capacità portante della fondazione	$\gamma_r$	1.0	1.0	1.0	1.0
Scorrimento della fondazione	$\gamma_r$	1.0	1.0	1.0	1.0

**Tabella 3 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche EQU (tabella 6.2.I):**

AZIONI	simboli	Approccio 1: verifiche EQU
Carichi permanenti favorevoli (pesi)	$\gamma_{G1f}$	0.9
Carichi permanenti sfavorevoli (spinta delle terre)	$\gamma_{G1s}$	1.1
Carichi variabili favorevoli (peso del sovraccarico)	$\gamma_{Q1f}$	0.0
Carichi variabili sfavorevoli (spinta per effetto del sovraccarico)	$\gamma_{Q1s}$	1.5

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite sei verifiche, esposte in sette schede successive.

- Scheda **1** Verifica SLU: GEO e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Scheda **2** Verifica SLU: GEO, EQU e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2)
- Scheda **3** Verifica SLE combinazione RARA ( $\psi = 1.0$ ), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.
- Scheda **4** Verifica SLE combinazione FREQUENTE ( $\psi = 0.75$ ), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni
- Scheda **5** Verifica SLE combinazione QUASI PERMANENTE ( $\psi = 0$ ), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni
- Scheda **6** Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti
- Scheda **7** Verifica della capacità portante del terreno di fondazione nelle verifiche SLU e sismica.

I dati geometrici e geotecnici di ciascuna sezione sono riportati nelle singole schede.

Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo 'Muri 2008' vers.2.4.0

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

### **3. Verifiche agli stati limite ultimi (schede 1 e 2)**

#### **ORGANIZZAZIONE DEL CALCOLO**

Il calcolo di verifica agli stati limite delle varie opere di sostegno prefabbricate, è svolto secondo il punto 6.5.3 del citato D.M. 14/1/08 nei due casi previsti dalla norma.

Nella **prima scheda** è svolta la verifica SLU di tipo strutturale (STR) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 1**, impiegando i coefficienti sopraindicati per il caso "**A1+M1+R1**" (cioè con angolo d'attrito del terreno effettivo e azioni maggiorate dai relativi coefficienti).

Nella **seconda scheda** è svolta la verifica SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 2**, impiegando i coefficienti per il caso "**A2+M2+R2**" (cioè con la spinta della terra maggiorata avendo assunto un angolo d'attrito del terreno ridotto e azioni naturali; solo il sovraccarico sul rilevato è maggiorato).

In ciascuna delle due schede è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e loro momenti rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- il calcolo dei carichi (SLU) agenti sulla fondazione
- la verifica allo scorrimento sul piano di posa
- la verifica al ribaltamento (EQU) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni e le resistenze nelle sezioni delle membrature

La verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è svolto nella settima scheda, nella quale è effettuato il confronto tra l'insieme dei carichi agenti sulla fondazione e la sua resistenza.

#### **CALCOLO DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA**

Nella prima parte di queste due schede sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione, struttura costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato, sotto l'azione della spinta del terrapieno e delle altre varie azioni eventualmente presenti.

Tutte le azioni agenti sulla struttura sono state calcolate in base alle dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi coefficienti riportati nella Tabella 2.

#### **Spinta della terra**

La spinta del terrapieno agisce direttamente sulla fondazione del muro e indirettamente su una sezione verticale ideale R-S innalzata sullo spigolo interno della platea.

L'esperienza ha dimostrato che, se la struttura non è soggetta a vincoli particolari, la sua deformazione elastica e il cedimento della fondazione sono, in genere, sufficienti a mobilitare la spinta attiva del terrapieno.

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore  $\varphi$  dell'angolo d'attrito assegnato nel caso A1+M1+R1 e al valore ridotto  $\varphi' = \arctan(\tan \varphi / 1.25)$  nel caso A2+M2+R2.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO e EQU dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

Pertanto il coefficiente di spinta  $K_1$  attraverso la sezione R-S viene calcolato:

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

a) se il profilo del rilevato è rettilineo, con le formula di Rankine,

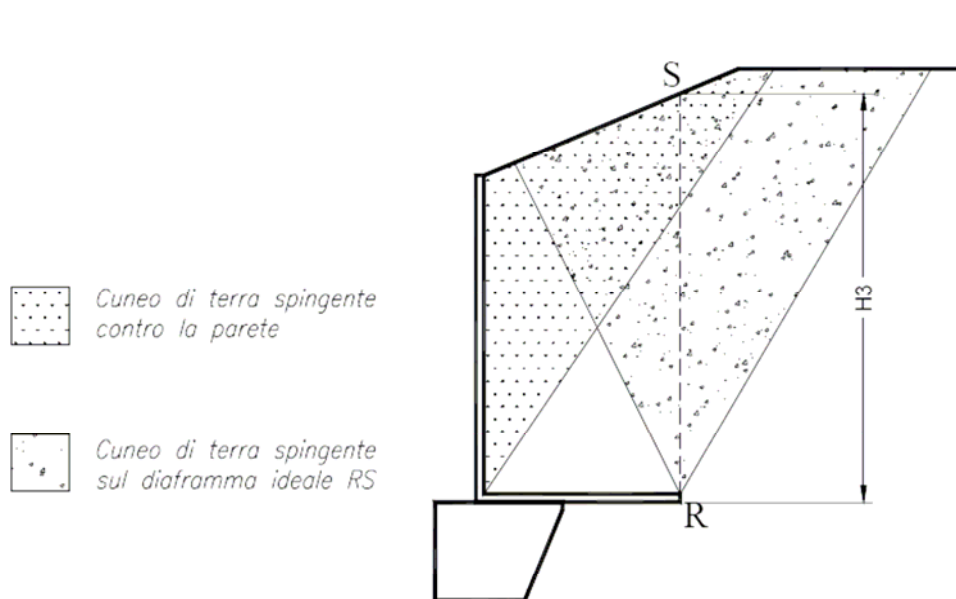
per terrapieno orizzontale:

$$K_1 = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

Per terrapieno inclinato  
dell'angolo  $\beta$ :

$$K_1 = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

Esse corrispondono a ipotizzare la formazione di un cuneo di terra spingente limitato da due piani di scorrimento, le cui giaciture sono quelle che generano la spinta massima, e quindi la più sfavorevole alla stabilità del muro. La teoria del massa illimitato dimostra che la spinta risulta sempre parallela alla superficie del rilevato. In particolare, se il rilevato è orizzontale, essa dimostra che non si formano componenti verticali sulla sezione R-S, componenti che risulterebbero molto favorevoli nel calcolo delle resistenze al ribaltamento e allo scorrimento.



b) se il profilo del rilevato è spezzato, con un procedimento iterativo che corrisponde a estendere la formula di Rankine ai profili spezzati. Il codice di calcolo individua per approssimazioni successive le giaciture dei due piani di scorrimento che generano simultaneamente la spinta massima e fornisce automaticamente il coefficiente di spinta attiva. Se le pendenze sono uguali i risultati coincidono con quelli della formula di Rankine. Dall'equilibrio dei due semicunei separati dal piano R-S risulta anche individuata l'inclinazione della spinta, che risulta intermedia fra le due pendenze.

La spinta sulla fondazione è calcolata con un coefficiente di spinta  $K_3$  su parete verticale. Il calcolo tiene conto che nei muri tipo N, T e F la platea impedisce al peso del terrapieno che la sovrasta di agire come sovraccarico per l'intera altezza del muro, come risulta dimostrato dall'analisi di tutti i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, svolta a sensi del punto 6.5.3.1 del D.M. 14/1/2008.

**Spinta della falda freatica**

Tutti i muri sono dotati di un drenaggio particolarmente efficace. Lo speciale profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli insieme alla nostra prescrizione di riempire l'ampio volume a tergo del muro con materiale drenante fino ad almeno 1/3 dell'altezza impediscono che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica.



## **Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**

### **Relazione strutturale e sismica**

Nel caso di sorgive a tergo del muro l'acqua fuoriesce facilmente convogliata dal materiale drenante sopra la platea, che è dotata di appropriate pendenze. Solo una piccola parte dell'acqua riesce ad aggirarla e a danneggiare il terreno di fondazione rammollendolo.

Nel caso di muri spondali in alveo la spinta sulla parete dovuta alla differenza fra il livello interno dell'acqua e quello esterno è molto contenuta anche in fase di stanca della piena, per l'efficienza del sistema di drenaggio. La platea, con la sua notevole larghezza, riduce il sifonamento e la formazione di sottopressioni idrauliche che potrebbero ridurre l'efficienza della fondazione. In pratica solo se la velocità di discesa della piena supera  $1 \div 2$  m/ora occorre tenere conto della spinta dell'acqua. In tutti gli altri casi la spinta della falda freatica può essere trascurata.

#### ***Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche***

Tutti i pesi e le forze d'inerzia delle varie parti della struttura e del rilevato sulla platea sono state calcolate in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicati per i coefficienti della tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato (tipo "T") il calcolo tiene conto del peso di terra che può gravare su di esso. Ricordiamo, in merito, che il tirante è costruito curvo, dotato cioè di una curvatura il cui raggio è stato scelto in modo da compensare la parte del peso della terra che graverà su di esso.

Le esperienze e le opere costruite hanno confermato che il carico gravante sul tirante è circa il 50% del peso del prisma di terra che sovrasta il tirante, assumendo come larghezza l'intero passo tra un tirante e l'altro. Con questa ipotesi il momento flettente sul tirante risulterebbe nullo. Eventuali differenze rispetto a questo valore generano un momento flettente residuo, e possono essere causate da diverse modalità di realizzazione del rilevato. Nel calcolo S.L.U. abbiamo fatto l'ipotesi che ben il 30% del peso dell'intero prisma sopra definito agisca, in più o in meno, sul tirante, il quale, ai fini del calcolo, risulta una trave incastrata a entrambe le estremità. Pertanto, tenuto conto della sua curvatura, il tirante è verificato per portare qualunque valore del carico compreso tra il 20% e l'80% del peso della terra e del sovraccarico che lo sovrastano.

Nel calcolo SLE abbiamo tenuto conto che ancora il 25% del peso del citato prisma gravi, in più o in meno, sul tirante e abbiamo calcolato l'ampiezza delle fessure con questa ipotesi.

#### **LA VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno allo scivolamento, espressa dal prodotto di tutti i pesi e le varie componenti verticali di ogni azione per il coefficiente d'attrito della struttura sul terreno di fondazione.

La spinta passiva sulla parete esterna della fondazione è trascurata a favore della stabilità. Si noti che il punto 6.5.3.1.1. del D.M. 14/1/08 ci autorizzerebbe a tenerne conto di una parte significativa, dal momento che il cordolo di fondazione è gettato sempre direttamente contro terra (perché privo di armature) e pertanto, prima di fare presa, il calcestruzzo spinge contro la parete la propria spinta idrostatica. Pertanto questa parte della spinta passiva (circa il  $40 \div 45\%$ ), essendo generata per la modalità costruttiva senza richiedere alcuno spostamento per attivarsi, potrebbe essere presa in conto.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**LO STATO LIMITE DI RIBALTAMENTO**

Lo stato limite di ribaltamento tratta l'equilibrio dell'insieme sopraelencato come se fosse un corpo rigido pertanto calcola i momenti delle varie azioni rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto "O" delle figure riportate nelle schede) previo averli moltiplicati per i rispettivi coefficienti parziali della Tabella 3, che riporta i valori delle tabelle 2.6.1. e 6.2.1. del D.M. 14/1/08.

**IL COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO**

Il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno risulta dalla verifica che la capacità portante del terreno di fondazione sia maggiore della risultante calcolata in base alla somma di tutte le azioni e alla sua posizione, dalla quale dipende l'ampiezza del nastro di appoggio sul terreno, questo confronto è svolto nella scheda 5.

**VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ALLO S.L.U.**

La spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

$$K_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi * \sin(\psi - \delta) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- $\varphi$  = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame  
 $\beta$  = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro.  $\beta > 0^\circ$  se il terreno sale allontanandosi dal muro  
 $\psi$  = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale.  $\psi > 90^\circ$  se la parete interna strapiomba  
 $\delta$  = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto  $\delta = 2 \varphi / 3$ .

Essa corrisponde all'equilibrio di un cuneo di terra, aderente alla parete del muro, separato dal terrapieno da una superficie piana, con la giacitura che genera la massima spinta sulla parete, e quindi la più sfavorevole alla verifica delle sezioni.

L'angolo di attrito  $\delta$  tra terreno e parete è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori molto maggiori di quelli sulla sezione R-S se il terreno spingente è orizzontale o poco ripido.

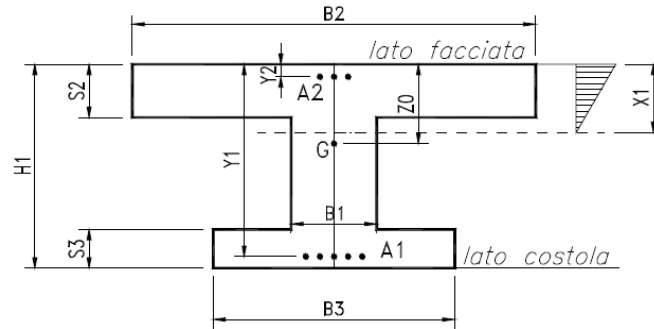
Su ogni sezione le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base alla spinta della terra agente dalla sezione in su e tengono conto anche della componente verticale della spinta e del peso della struttura sopra la sezione e di ogni altra azione esterna (urti, carichi sulla struttura, sbalzi, ecc.).

Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo esposte al punto 4.1.2.1 del D.M. 14/1/2008,

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema della figura nel seguito allegata:

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**



Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

- $M_{Ed}$  = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q_i$ .
  - $M_{Edu}$  = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q_i$ , calcolato sulla sezione spostata della misura  $a_i$  data dalla formula [4.1.2.2] (= décalage)
  - $N_{Ed}$  = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q_i$ .
  - $V_{Ed}$  = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q_i$ , modificato dalla componente  $V_{md}$  della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile.
  - $\alpha^\circ$  inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave.
  - $ctg\theta$  cotangente dell'inclinazione  $\theta$  dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.16]. La colonna non è compilata se il taglio resistente senza staffe  $V_{cd}$  è già maggiore di quello delle forze esterne  $V_{Ed}$ .
  - $M_{Rd}$  = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale  $N_{Ed}$ .
  - $V_{Rd}$  = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra  $V_{Rcd}$  e  $V_{Rsd}$ , ove:
    - $V_{Rcd}$  = resistenza di calcolo a "taglio compressione" (formula 4.1.19)
    - $V_{Rsd}$  = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.18)
- Tutte le sezioni sono provviste di armatura resistente al taglio.  
Il calcolo del taglio non tiene conto del contributo dei ferri piegati.

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta o il peso della terra sulle ali della sezione, azioni che sono carichi appesi o indiretti.

Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme.

#### 4. Verifica degli stati limite di esercizio (schede 3, 4 e 5)

Nella **terza scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alla spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (**combinazione rara**), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità con i valori esposti al punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14/1/08.

Nella **quarta e quinta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti  $\psi$  stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del D.M. 14/1/2008.

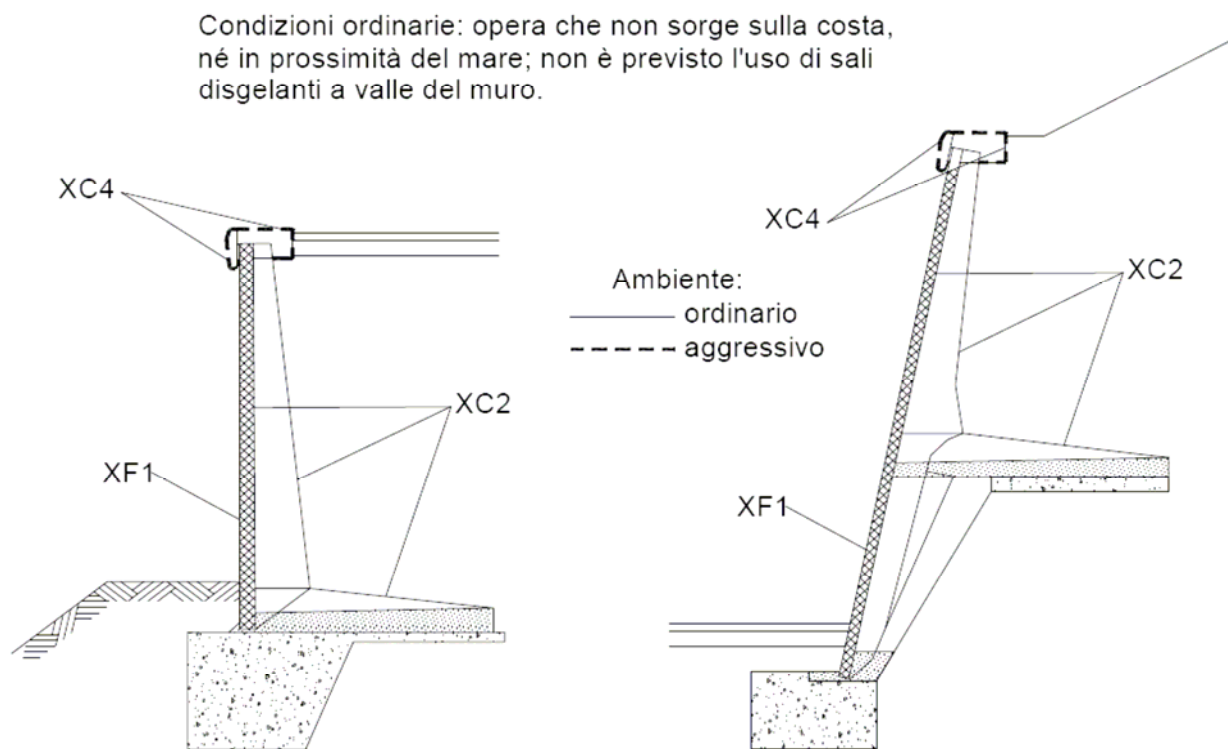
Queste due schede sviluppano il calcolo dell'ampiezza delle fessure tenendo conto del ricoprimento di calcestruzzo previsto nei disegni e riportato nelle schede, per verificarne la compatibilità con l'ampiezza massima prevista dalla tabella 4.1.IV del DM 14/1/08.

#### CLASSE DI ESPOSIZIONE AGLI AGENTI AGGRESSIVI

I criteri di scelta della classe di esposizione delle varie superfici della struttura sono quelli esposti al punto 4.1 della tabella UNI-EN 206-1, classi riportate anche al punto 4.2 dell'Eurocodice 2.

## Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica Relazione strutturale e sismica

Dal momento che l'opera in progetto non sorge sulla costa, né in prossimità del mare, né in ambiente gelivo tale da richiedere l'uso di sali disgelanti, consideriamo esposta ad un ambiente **aggressivo** solo l'eventuale copertina di coronamento della facciata, le cui superfici sono ciclicamente secche e bagnate, soggette a corrosione delle armature indotta da carbonatazione.



Pertanto abbiamo considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

**XC4** = Superfici soggette al contatto con l'acqua, ciclicamente secche e bagnate, non comprese nella classe XC2 (che è meno gravosa della XC4).

**XF1** = Facciata: superficie verticale esposta alla pioggia e al gelo. Grado moderato di saturazione, in assenza di sali disgelanti.

**XC2** = Intradosso e costola della parete prefabbricata, platea gettata in opera, fondazione in c.a.: tutte superfici che si trovano in ambiente bagnato, raramente secco. La classe XC2 e la classe 2b del prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2 sono descritte come condizione ambientale tipica delle fondazioni.

### COPRIFERRI

Il valore della tolleranza  $\Delta c_{dev}$  relativo alla misura del copriferro non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato. Sulla facciata esterna e interna della parete è  $\pm 5$  mm; sulla costola (fianchi e estradosso) è  $+5/-0$ , in quanto il procedimento costruttivo assicura queste misure. Per i getti in opera valgono i valori di legge cioè  $\pm 10$  mm I copriferri, definiti come distanza dalla parete dell'estradosso dalla staffa (da non confondere con i ricoprimenti = distanza dalla parete dell'estradosso delle armature principali) nelle varie parti della struttura corrispondenti alle classi di esposizione sopra indicate sono riportate nella Tabella 5. Essa riporta pure l'apertura caratteristica ammessa per le fessure, stabilita nel capitolo 4.1.2.2.4 del DM 14/1/08 per le armature poco sensibili.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure**

Vita dell'opera: 100 anni  Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA	FONDAZIONE
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo Rck N/mm <sup>2</sup>	45	45	45	30	30
Classificazione dell'ambiente	XC2	XC2	XF1	XC2	XC2
<b>Spessore del copriferro:</b>					
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	15	20	15	20	20
Tolleranza di lavorazione	5	=+5/-0	5	10	10
Maggior spessore per durata	10	10	10	10	10
TOTALE da norma mm	30	30	30	40	40
<b>Spessore indicato nei disegni mm</b>	<b>30±5</b>	<b>30+5/-0</b>	<b>35±5</b>	<b>40±10</b>	<b>40±10</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure:</b>					
Combinaz. frequente mm	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Combinaz. quasi permanente mm	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3

**CALCOLO DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE**

Per il calcolo dell'ampiezza delle fessure, abbiamo scelto come metodo consolidato quello esposto nel D.M. 09/01/96 e dalle relative istruzioni contenute nella Circ. Min. LL.PP. n° 252 AA.GG./S.T.C del 15/10/96. Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni, con coefficiente di omogeneizzazione pari a 6.

I sovraccarichi naturali sull'impalcato e sul terrapieno sono stati moltiplicati per i coefficienti di combinazione  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$  per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del citato decreto. I momenti flettenti esposti nelle tabelle sono calcolati rispetto alla facciata del pannello o alla facciata inferiore della platea. La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

**CALCOLO DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (4.1.2.2.5)**

Sono inoltre esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica **rara**, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned} \text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):} & \quad \sigma_c < 0.83 \cdot 45 \cdot 0.60 = 22.41 \text{ MPa} \\ \text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):} & \quad \sigma_c < 0.83 \cdot 30 \cdot 0.60 = 14.94 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Per la combinazione di carico **quasi permanente** risultano le seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned} \text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):} & \quad \sigma_c < 0.83 \cdot 45 \cdot 0.45 = 16.81 \text{ MPa} \\ \text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):} & \quad \sigma_c < 0.83 \cdot 30 \cdot 0.45 = 11.21 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**Acciaio:** nella combinazione caratteristica rara:

$$\sigma_s < 0.80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Tutti i risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**5. Verifica sismica (scheda 6)**

Il calcolo di verifica della stabilità globale dell'opera e di verifica delle sollecitazioni è effettuato con il metodo dell'analisi pseudo-statica (punto 7.11.6.2.1), in base al valore dell'accelerazione massima  $\varepsilon_g$  attesa in superficie e del fattore di amplificazione orizzontale  $F_0$  indicati nell'allegato B della norma, aggiornati sul sito Internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Azioni sismiche - Spettri di risposta vers. 1.03 in data 28/11/11

**CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

I muri di sostegno prefabbricati hanno sempre dato eccellenti risultati nelle verifiche sismiche, dovuti all'ampio dimensionamento della platea stabilizzatrice e alla sostanziale robustezza della parete. Dobbiamo attenderci risultati pratici ancora migliori, dovuti a tre prerogative:

- a) La fondazione è massiccia, sempre gettata contro terra e quindi senza che si formino vuoti laterali, mentre nelle fondazioni usuali, con pareti casserate, i rinfilanchi vuoti dopo il disarmo sono riempiti di materiale sciolto;
- b) La fondazione è nell'impossibilità di ruotare, essendo vincolata a una larga platea il cui punto più interno, restando fisso, ne vincola l'orientamento;
- c) La spinta sulla fondazione usufruisce di una forte riduzione, in quanto il cuneo di terra spingente su essa non è sovraccaricato. Appena esso inizia a scendere sotto l'azione del proprio peso e del sisma, cessa il sovraccarico su di esso perché è portato dalla platea.

Per questi motivi i muri nel loro normale dimensionamento sono di massima adatti fino ad accelerazioni locali al suolo  $A_g/g = 0,10$  g per quelli di classe "L",  $0,15 \div 0,25$  g per quelli di classe "M" e  $0,25 \div 0,35$  g per quelli di classe "P". Ovviamente questi valori devono essere confermati da verifiche specifiche, che tengano conto di tutti parametri locali (categoria di sottosuolo, categoria topografica, ecc.).

Il muro di controripa "**Tipo F**" gode di ulteriori eccellenti requisiti di funzionalità in caso di sisma. Infatti, a differenza di ogni altra opera di sostegno, il muro "F" è dotato di una cerniera lineare che separa la struttura in elevazione, prefabbricata, dalla fondazione diretta. Tutte le spinte e i pesi, sono trasmesse alla fondazione tramite la cerniera lineare. Questa disposizione è molto favorevole in caso di sisma. Infatti:

- a) Il suolo di fondazione è sostanzialmente preservato dalle brusche variazioni di posizione della risultante, indotte dal sisma. Mentre in un muro di sostegno tradizionale, rigido, il suolo sotto la fondazione è soggetto a una deformazione plastica a ogni oscillazione del sisma per effetto della variazione della spinta e del conseguente spostamento della risultante sul suolo, nel muro tipo F questo fenomeno è estremamente ridotto, perché lo spostamento della risultante sul suolo è molto contenuta per la vicinanza al suolo della cerniera lineare.
- b) L'incremento di deformazione della parte superiore della struttura a ogni oscillazione è molto più contenuta che in un muro tradizionale. Se infatti per qualche istante del ciclo oscillatorio la resistenza della struttura è insufficiente a contrastare l'azione sismica essa inizierà a ruotare attorno alla cerniera di base, ma di gran lunga prima che la deformazione determini un ribaltamento della struttura il senso dell'accelerazione si inverte e viene recuperata, grazie alla cerniera, la situazione iniziale.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

Nel muro tipo "F" non si hanno dei fenomeni di plasticizzazione del terreno di fondazione, per effetto dei quali dopo ogni oscillazione non può più essere recuperata la posizione precedente.

Tutto ciò premesso calcoleremo la struttura con le modalità usate nelle opere di sostegno rigide, non tenendo conto dei fenomeni molto favorevoli sopra esposti.

**DATI DI PROGETTO DELL'AZIONE SISMICA**

Località in cui sorge l'opera: Comune di	Riva presso Chieri (TO)
Periodo di vita nominale $V_N$ della costruzione	anni 100
Classe d'uso III      Corrispondente coefficiente $C_U$ (Tab 2.4.II)	$C_U = 1.5$
Periodo di vita di riferimento $V_R$ della costruzione	anni 150
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ( $P_V=10\%$ )	anni 1424
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)	$a_g/g = 0.058$
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	$F_0 = 2.841$
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)	C
Suolo di tipo C: Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di $V_{30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero resist. penetr.: $15 < N_{spt} < 50$ , coesione non drenata: $70 < C_u < 250$ kPa)	
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	$S_s = 1.500$
Categoria topografica (tab 3.2.IV)	T1
(l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)	
Corrispondente coeff. di amplificazione topografica (tab 3.2.VI)	$S_T = 1.0$
Accelerazione orizzontale massima attesa	$A_{max}/g = 0.087$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (tab 7.11.II)	$\beta_m = 0.18$
Muro di sostegno prefabbricato, flessibile, non vincolato in cima e in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (7.11.6.2.1)	
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma	$\psi_{2j} = 0.00$

**CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA**

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)	$k_h = \beta_m S_s S_T a_g / g = 0.0157$
Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)	$k_v = 0.5 k_h = 0.0078$

**SPINTE DI CALCOLO DEL TERRENO E DELL'ACQUA**

La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sul muro è calcolata nell'istante più gravoso, corrispondente alla massima accelerazione orizzontale e simultaneamente al massimo alleggerimento verticale. Essa corrisponde a fare ruotare tutta la struttura (parete prefabbricata, superficie del terrapieno, platea e fondazione) dell'angolo  $\Theta$  risultante dalla formula:

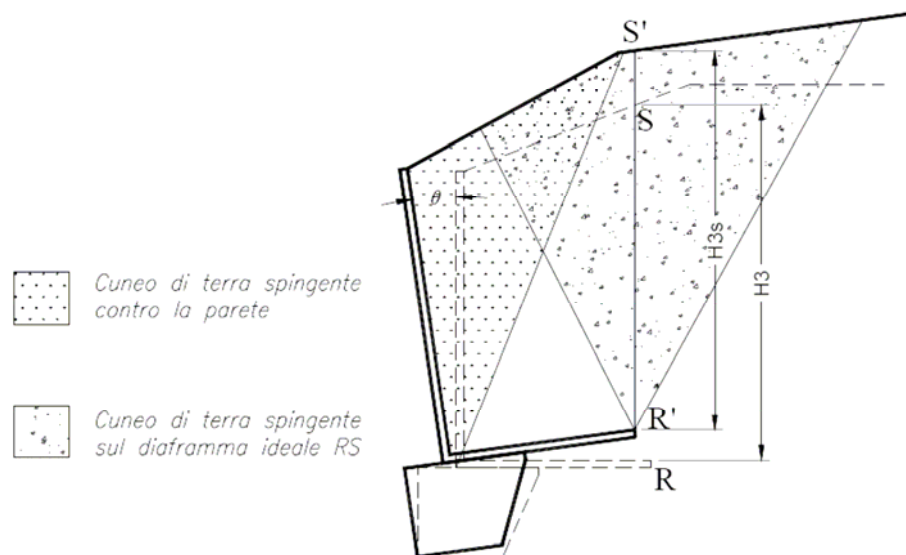
$$\Theta = \arctan(k_h / (1 - k_v)) = 0.90^\circ$$

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 1, combinazione 2, cioè angolo d'attrito ridotto, forze d'inerzia che si sommano alle spinte, coefficienti parziali  $A_2$  posti pari a 1, come prescritto dal punto C7.11.6.2 della Circolare 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture.

Per il calcolo della spinta sulla parete interna del prefabbricato la formula di Mononobe e Okabe fornisce direttamente il coefficiente di spinta  $K_0$ . Il modello di Mononobe e Okabe prevede che in aderenza alla parete del muro si formi un cuneo di terra spingente, limitato verso il terreno da una superficie piana (Ipotesi di Coulomb), in una sezione in cui sia

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

la parete, sia la superficie del terrapieno siano ruotati verso valle dell'angolo  $\Theta$ . Noi la applicheremo per il calcolo della spinta della terra e del sisma sulla parete interna del prefabbricato.



Per il calcolo della stabilità globale e della spinta sulle fondazioni dobbiamo calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R'-S' innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea. In questo caso non si può applicare la formula di Mononobe e Okabe in quanto la sezione ideale R'-S' non separa il rilevato da una parete rigida; nel nostro caso il cuneo di terra spingente si sviluppa anche nel terreno a valle della sezione R'-S' su cui dobbiamo calcolare la spinta. Il modello non corrisponde.

Nei muri di sostegno prefabbricati la platea di ancoraggio è notevolmente estesa sotto al terrapieno.

Pertanto la spinta sulla parete e sul diaframma ideale R'-S' possono risultare alquanto diverse. In perfetta analogia al modello di base che determina la formula di Mononobe e Okabe, la spinta  $E_d$  sulla sezione R'-S' è calcolata assumendo un modello in cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani, le cui giaciture sono state entrambe simultaneamente individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo.

Il procedimento, svolto su elaboratore elettronico per approssimazioni successive, individua le due giaciture e fornisce i coefficienti di spinta. Essi risultano in genere leggermente più gravosi di quelli forniti dalla formula di Mononobe e Okabe per il maggior peso del cuneo di terra spingente.

Il calcolo dei coefficienti di spinta è eseguito, ovviamente, dopo aver fatto ruotare tutta la struttura (parete prefabbricata, superficie del terrapieno, platea, fondazione) dell'angolo  $\Theta$ .

I coefficienti di spinta sono calcolati per tutte le sezioni trasversali oggetto della verifica. Il procedimento individua anche la direzione della spinta. Se la superficie del rilevato è piana, essa risulta parallela ad essa, ovviamente ruotata di  $\Theta$ , in accordo con la teoria del massa illimitato di Rankine. Se poi il terrapieno è anche orizzontale, la spinta è inclinata soltanto dell'angolo  $\Theta$ . Questa considerazione dimostra che la resistenza al ribaltamento e allo scorrimento di muri di sostegno di terrapieni orizzontali può avvalersi solo di un piccolo contributo della componente verticale della spinta.



**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**CALCOLO DELLE FORZE D'INERZIA**

Nelle verifiche della stabilità della struttura durante il sisma il calcolo tiene conto che tutte le masse della struttura e della terra che sovrasta la platea fino alla sezione R'-S' sono soggette a forze inerziali, addizionandole alle spinte. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto: a monte della sezione R'-S', come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe; a valle di R'-S' computandole in base alla massa di ogni parte di struttura. Le masse sono calcolate in base alle dimensioni geometriche di ogni parte; le forze d'inerzia, prodotto delle masse per il coefficiente sismico orizzontale  $K_h$ , sono riportate nella colonna delle componenti orizzontali delle azioni.

**CALCOLO DELLE SPINTE DELLA TERRA IN CASO SISMICO**

A favore della sicurezza, abbiamo preso in considerazione tutti gli effetti della rotazione sismica  $\Theta$  e non solo gli effetti sul coefficiente di spinta, pur essendo a conoscenza che molti progettisti non tengono conto delle varia-zioni di altezze, bracci e masse conseguenti alla rotazione. Nel nostro calcolo, per effetto della rotazione sismica,

- l'altezza della sezione ideale R'-S' su cui agisce la spinta del terrapieno aumenta rispetto all'altezza R-S, e in certi casi notevolmente. Pertanto la spinta della terra considerata nel calcolo sismico è incrementata sia per il maggior coefficiente di spinta  $K_1$  dovuto alla rotazione sismica, sia per la maggior altezza  $H_3$  della sezione ideale su cui essa agisce.
- i bracci di tutte le forze orizzontali (spinte e inerzie) aumentano in misura considerevole, mentre diminuiscono i bracci delle forze verticali stabilizzanti. Entrambe le rettifiche rendono molto più gravosa la verifica al ribaltamento.
- le masse prese in conto nel calcolo delle forze d'inerzia aumentano, essenzialmente per lo spostamento della sezione ideale da R-S a R'-S'. Dunque nel nostro calcolo sono prese in conto le inerzie di tutte le masse del terrapieno: a monte della sezione R'-S' come incremento della spinta della terra; a valle di R'-S' come forze orizzontali esposte e sommate insieme alle spinte.
- L'attrito alla base della fondazione e della platea sul terreno si riduce non solo per effetto della riduzione del coefficiente d'attrito prescritto dalla Combinazione 2, ma anche per effetto della pendenza sfavorevole dell'appoggio sul suolo, dovuta alla rotazione  $\Theta$ .

Prendiamo invece in conto il 50% della spinta passiva, dal momento che essa risulta sostanzialmente già attivata durante la costruzione della struttura, come esposto in precedenza. Il coefficiente di spinta è calcolato con la formula di Mononobe-Okabe, assumendo, a favore della stabilità, l'angolo d'attrito  $\Phi$  ridotto,  $\beta = 90^\circ$ ,  $\delta = 0^\circ$ .

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \Theta)}{\cos\Theta * \sin^2\psi * \sin(\psi + \Theta) * \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin\phi * \sin(\phi + \varepsilon - \Theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) * \sin(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$

- $\phi$  = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione assunto nella Combinazione 2.  $\phi = \text{atn}(\tan(\Phi/1.25))$   
 $\varepsilon$  = Angolo di inclinazione del terreno a valle.  $\varepsilon > 0^\circ$  se il terreno scende allontanandosi dal muro  
 $\psi$  = Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale.  $\psi < 90^\circ$  se la parete strapiomba  
 $\delta$  = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto  $\delta = 0$  a favore della stabilità.  
 $\Theta$  = Angolo di rotazione sismica

## Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica Relazione strutturale e sismica

Nonostante l'incremento delle azioni e la riduzione delle resistenze dovuto alla nostra scelta (a nostro avviso obbligatoria) di rispettare la congruenza del disegno della struttura ruotata di  $\Theta$  in tutti gli aspetti del calcolo, il loro confronto accerta ancora la stabilità della struttura.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla parete è svolto in analogia ai casi non sismici precedentemente svolti, ma il coefficiente di spinta sulla parete è calcolato con la prima formula di Mononobe-Okabe:

$$K_o = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos\Theta * \sin^2\psi * \sin(\psi - \Theta - \delta) * \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta - \Theta)}{\sin(\psi - \Theta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la seconda formula di Mononobe-Okabe se l'angolo d'attrito  $\varphi$  è inferiore a  $\beta + \Theta$ :

$$K_o = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos\Theta * \sin^2\psi * \sin(\psi - \Theta - \delta)}$$

- $\varphi$  = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione 2.  $\varphi = \arctan(\tan(\varphi/1.25))$   
 $\beta$  = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro.  $\beta > 0^\circ$  se il terreno sale allontanandosi dal muro  
 $\psi$  = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale.  $\psi > 90^\circ$  se la parete interna strapiomba  
 $\delta$  = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto  $\delta = 2\varphi / 3$ .  
 $\Theta$  = Angolo di rotazione sismica.

Alle sollecitazioni dovute alla spinta della terra sulla parete sono state addizionate quelle dovute alle forze d'inerzia della parete prefabbricata e di tutto il terrapieno che sovrasta la platea.

Tutti i valori risultanti dal calcolo sono riportati nelle relative schede.

### 6. Calcolo della capacità portante delle fondazioni (scheda 7)

Il calcolo della capacità portante limite di fondazioni superficiali in sabbia e ghiaia, o altri terreni lievemente coesivi, è stata effettuata con il metodo di Brinch Hansen (formula del 1970).

I tre termini classici della portanza  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sono calcolati tenendo conto:

- delle caratteristiche geotecniche del terreno (Coesione, Angolo d'attrito, Peso specifico, Inclinazione del terreno a valle)
- dei dati geometrici della fondazione (Dimensioni, Profondità di posa, Inclinazione del piano di posa);
- dell'inclinazione dei carichi agenti sulla fondazione (Componente verticale e orizzontale, Larghezza dell'impronta nastriforme)

Esso è sviluppato nella scheda 5 denominata "Calcolo della capacità portante delle fondazioni", nella quale sono riportate tutte le formule impiegate. I valori numerici sono calcolati con identica procedura per la combinazione 1 ( $A1+M1+R1$ ), per la combinazione 2 ( $A2+M2+R2$ ) e per il calcolo sismico. Essi sono sviluppati in tre colonne successive.

Nelle ultime righe della tabella sono riportate le azioni sul terreno calcolate nelle schede di verifica per le tre combinazioni. La verifica della struttura al collasso per superamento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno risulta dal confronto tra le azioni sulla fondazione e la sua capacità portante.

### 7. Codici di calcolo

#### TIPO DI ANALISI SVOLTA

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

Trattandosi di strutture molto semplici, sostanzialmente isostatiche, il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni, determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base a semplici considerazioni sulla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari. La verifica della resistenza, delle sezioni in cemento armato normale, è stata fatta con soluzioni esatte basate su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo, per le verifiche a stato limite ultimo e sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE e per la fessurazione.

***ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO***

Tutte le schede allegate alla presente relazione sono state compilate automaticamente mediante il programma di calcolo Muri 2008' vers.2.4.0.

***AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI***

Il programma di calcolo "Muri 2008" è sviluppato con il codice Visual-basic della Microsoft.

In base ai risultati di questo programma o delle sue precedenti versioni sono state costruite almeno 15.000 opere di sostegno in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti muri di sostegno del corpo stradale, muri di sottoscarpa, muri di controripa fino a 15 m di altezza, muri spondali in alveo, muri per sistemazione di frane, spalle di ponti e altre opere in condizioni di impiego anomale. Almeno 100.000 sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma. Il codice, inizialmente impostato sul DM 1973, è in grado di svolgere la verifica delle strutture in base alle varie normative via via succedutesi (... , DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 s.l.u, Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008) oltre ad alcune normative estere. La coerenza dei risultati fra le varie normative è la prova della sua affidabilità.

Il programma è dotato di autodiagnostica per quasi tutte le verifiche più importanti richieste dalle varie norme. Cioè il programma provvede a evidenziare automaticamente scrivendo in rosso, talora su fondino giallo, i risultati insufficienti o contrastanti con la norma scelta, o giudicati inadatti del progettista delle strutture.

Pertanto l'esame di controllo dei principali risultati consiste sostanzialmente nell'accertare che non appaiano dei risultati evidenziati dal computer come insufficienti.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

***CAMERA DI SPINTA***

**1. Normativa di riferimento**

- 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”.
  - D.M. LL.PP. del 11/03/1988. “ Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
  - D.M. LL.PP. del 14/02/1992. “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
  - D.M. 9 Gennaio 1996. “Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”
  - D.M. 16 Gennaio 1996. “Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
  - D.M. 16 Gennaio 1996. “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
  - Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996”
  - Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996”
- 
- Ordinanza Ministeriale nr. 3274 del 20 Marzo 2003
  - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica
  - Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture
- 
- Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:
    - Calcolo della spinta del terreno
    - Verifica a ribaltamento
    - Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
    - Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
    - Verifica della stabilità globale
  - Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

## **Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica Relazione strutturale e sismica**

### **2. Calcolo della spinta sul muro**

#### ***VALORI CARATTERISTICI E VALORI DI CALCOLO***

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **B** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **C** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

#### ***METODO DI CULMANN***

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

### **3. Spinta in presenza di sisma**

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove:

$\theta = \arctg ( k_h / ( 1 \pm k_v ) )$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

#### **4. Verifica a ribaltamento**

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare  $\eta_r \geq 1.0$ .

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

## **5. Verifica a scorrimento**

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_f$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$



**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

## **6. Verifica al carico limite**

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_q \geq 1.0$

*Terzaghi* ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- $c$  coesione del terreno in fondazione;
- $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  peso di volume del terreno in fondazione;
- $B$  larghezza della fondazione;
- $D$  profondità del piano di posa;
- $q$  pressione geostatica alla quota del piano di posa.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\tan(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\tan\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma  $s_c$  e  $s_\gamma$  che compaiono nella espressione di  $q_u$  dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

Il termine  $K_{p\gamma}$  che compare nell'espressione di  $N_\gamma$  non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per  $N_\gamma$  l'espressione proposta da Vesic

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$$

## 7. Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left( \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima e  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre  $u_i$  ed  $l_i$  rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ( $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ ).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $\eta$ . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**8. Geometria muro e fondazione**

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	5.50 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.30 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	1.00 [m]
Vincolo in testa	
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle	4.80 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.00 [m]
Lunghezza totale fondazione	5.10 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.35 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

**9. Materiali utilizzati per la struttura**

*Calcestruzzo*

Peso specifico	2500.0 [kg/mc]
Resistenza caratteristica a compressione $R_{bk}$	300.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	97.5 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c0}$	6.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione tangenziale ammissibile $\tau_{c1}$	18.3 [kg/cm <sup>2</sup> ]

*Acciaio*

Tipo	B450C
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	2600.0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**10. Geometria profilo terreno a monte del muro**

*Simbologia adottata e sistema di riferimento*

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	10.00	0.00	0.00

**11. Terreno a valle del muro**

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.00 [m]

**12. Descrizione terreni**

*Simbologia adottata*

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

$\gamma$  Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]

$\gamma_w$  Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]

$\phi$  Angolo d'attrito interno espresso in [°]

$\delta$  Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [kg/cm<sup>q</sup>]

$c_a$  Adesione terra-muro espressa in [kg/cm<sup>q</sup>]

Nr.	Descrizione	$\gamma$	$\gamma_w$	$\phi$	$\delta$	c	$c_a$
1	Terreno 1	1800	2000	35.00	23.33	0.000	0.000
2	Terreno 2	1850	2000	35.00	23.33	0.000	0.000

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

### 13. Stratigrafia

*Simbologia adottata*

<i>N</i>	Indice dello strato
<i>Y0</i>	Ordinata punto iniziale espresso in [m]
<i>Y1</i>	Ordinata punto finale espresso in [m]
<i>a</i>	Inclinazione espressa in [°]
<i>Kw</i>	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm <sup>2</sup> /cm
<i>Ks</i>	Coefficiente di spinta
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

<b>Nr.</b>	<b>Y0</b>	<b>Y1</b>	<b>a</b>	<b>Kw</b>	<b>Ks</b>	<b>Terreno</b>
1	-4.20	-4.20	0.00	0.00	0.00	Terreno 1
2	-9.50	-9.50	0.00	-2.65	0.00	Terreno 2

### 14. Condizioni di carico

*Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>X</i>	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
<i>F<sub>x</sub></i>	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
<i>F<sub>y</sub></i>	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
<i>M</i>	Momento espresso in [kgm]
<i>X<sub>i</sub></i>	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
<i>X<sub>f</sub></i>	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
<i>Q<sub>i</sub></i>	Intensità del carico per x=X <sub>i</sub> espressa in [kg/m]
<i>Q<sub>f</sub></i>	Intensità del carico per x=X <sub>f</sub> espressa in [kg/m]
<i>D / C</i>	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

#### Condizione n° 1 (Condizione 1)

<b>C</b>	<b>Fondazione</b>	<b>X=-4.95</b>	<b>Y=-5.50</b>	<b>F<sub>x</sub>=0.00</b>	<b>F<sub>y</sub>=4100.00</b>	<b>M=0.00</b>
----------	-------------------	----------------	----------------	---------------------------	------------------------------	---------------



**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**16. Impostazioni di analisi**

Spinte e verifiche secondo :

ORDINANZA 20/03/2003 - EUROCODICI

Approccio progettuale 1(DA1)

Coefficienti parziali - caso B

Azioni permanenti	Azioni variabili	$\tan\phi'$	$c'$	$c_u$	$q_u$
1.35	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali - caso C

Azioni permanenti	Azioni variabili	$\tan\phi'$	$c'$	$c_u$	$q_u$
1.00	1.30	1.25	1.60	1.40	1.40

Verifiche sezioni

Metodo	Stato limite
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.60
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.50

Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.50
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.30
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.00
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	1.00

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00



**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

**POZZETTI FOGNATURA**

**1. Normativa di riferimento**

Le normative utilizzate sono indicate nel prospetto che segue:

<b>N° e data</b>	<b>Titolo</b>
Legge n° 1086 del 5/11/1971	Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e a struttura metallica
D.M. del 14/1/2008	Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni

**2. Descrizione della struttura**

Oggetto della presente relazione sono i pozzetti della fognatura realizzati in opera in cemento armato. I dati geometrici principali dei singoli elementi sono indicati negli elaborati grafici e nella relazione di calcolo.

Ogni pozzetto è costituito da una fondazione a platea, dai setti costituenti le pareti e da una soletta di chiusura superiore dotata di chiusino in ghisa per l'accesso.

I vari elementi sono gettati controterra, per parti, successivamente alla predisposizione dell'armatura necessaria e alla casseratura interna.

**3. Materiali impiegati**

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

Calcestruzzo tipo C20/25 (Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$ ) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo Acciaio B450C (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$ );

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

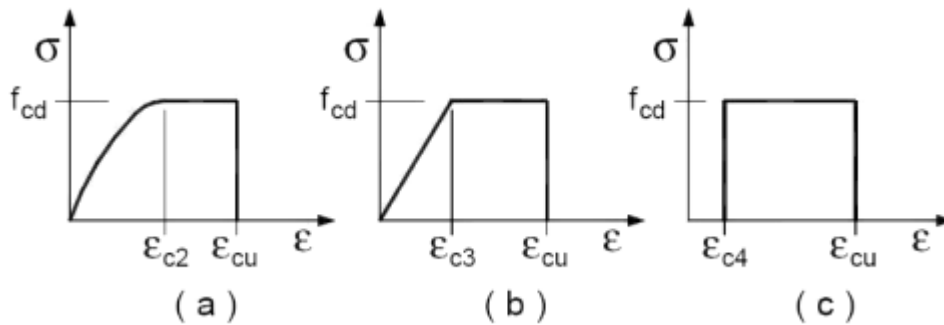
Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

- *Resistenza di calcolo a trazione ( $f_{ctd}$ )*
- *Resistenza a rottura per flessione ( $f_{cfm}$ )*
- *Resistenza tangenziale di calcolo ( $\tau_{Rd}$ )*
- *Modulo elastico normale ( $E$ )*
- *Modulo elastico tangenziale ( $G$ )*
- *Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_c$ )*
- *Resistenza cubica caratteristica del materiale ( $R_{ck}$ )*
- *Coefficiente di Omogeneizzazione*
- *Peso Specifico*

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

- *Coefficiente di dilatazione termica*

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



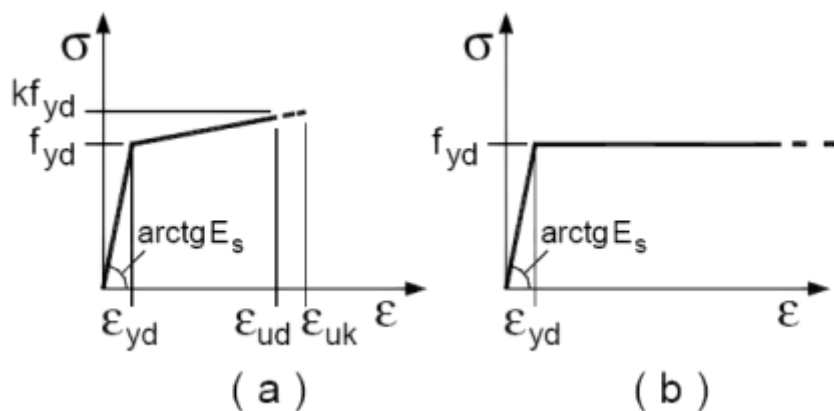
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima  $\varepsilon_{c \max}$  è assunta pari a 0.0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

- *Tensione caratteristica di snervamento trazione ( $f_{yk}$ )*
- *Modulo elastico normale ( $E$ )*
- *Modulo elastico tangenziale ( $G$ )*
- *Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_f$ )*
- *Peso Specifico*
- *Coefficiente di dilatazione termica*

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1.15.

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

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

#### **4. Analisi dei carichi**

Nei paragrafi che seguono sono esposti i criteri di valutazione delle azioni, che dovranno poi essere moltiplicate per i coefficienti di combinazione indicati nel D.M. 14/1/2008 per i diversi tipi di verifiche.

##### ***PESO PROPRIO***

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato assumendo il peso specifico del cemento armato pari a  $25 \text{ kN/m}^3$  ed è considerato distribuito lungo l'asse della struttura.

##### ***PESO E SPINTA DELLE TERRE***

Il termine di pressione della terra indipendente dagli spostamenti (e corrispondente pertanto alla pressione su una struttura indeformata, infinitamente rigida) agente sul paramento contro terra è stato valutato con il metodo di Rankine, assumendo come limitazioni il terrapieno orizzontale e l'angolo di attrito terra-muro nullo. La pressione ha un diagramma triangolare che parte da zero alla quota del suolo ed è equivalente ad un carico concentrato agente alla quota di un terzo della parete.

##### ***CARICHI MOBILI***

I carichi mobili variabili, comprensivi degli effetti dinamici, sono definiti dal D.M. 14/1/2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

La soletta di copertura dei pozzetti è progettata per lo Schema di Carico n°3 previsto per i ponti di 1a categoria:

- carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m; utilizzato per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia

#### **5. Ipotesi di calcolo dei pozzetti**

L'analisi strutturale si riferisce alle singole membrature dei pozzetti. Il singolo manufatto viene idealmente scomposto nelle sue pareti, nella sua soletta superiore e nella sua soletta di fondazione, le quali vengono considerate adeguatamente vincolate lungo i bordi e soggette ai carichi effettivamente agenti sulle stesse, quali pesi propri e permanenti, spinte del terreno, effetto dei sovraccarichi agenti sulla soletta e sul terreno adiacente.

##### ***PARETI***

Le pareti laterali del pozzetto, ai fini delle verifiche strutturali vengono schematizzate come piastre, incastrate in corrispondenza dei n° 4 bordi e soggette alle spinte delle terre, sia in condizioni statiche che sismiche, al peso proprio ed alle azioni trasmesse dalla soletta superiore.

**Tavola 05 – Relazione tecnica e specialistica**  
**Relazione strutturale e sismica**

Per il calcolo delle spinte in condizioni statiche si fa riferimento ai parametri geotecnici ricavati dalle indagini geognostiche appositamente eseguite in situ ed in particolare agli angoli di attrito del terreno. In relazione alla simmetria dei manufatti e quindi all'impossibilità di mobilitare la spinta attiva, le azioni spingenti delle terre in condizioni statiche vengono valutate utilizzando il coefficiente di spinta a riposo, dato da  $K_0 = 1 - \sin j$ .

***SOLETTA SUPERIORE***

Le soletta di copertura del pozzetto, ai fini delle verifiche strutturali viene schematizzata come una piastra, incastrata in corrispondenza dei n° 4 bordi e soggetta al peso proprio ed al carico dinamico su un'impronta di 40 x 40 cm trasmesso secondo lo Schema di Carico n.3 previsto dal D.M. 14/01/2008.

***SOLETTA DI FONDAZIONE***

Anche la soletta di fondazione del pozzetto, ai fini delle verifiche strutturali viene schematizzata come una piastra, appoggiata su suolo elastico alla Winkler, collegata alle pareti con un tipo di vincolo che impedisca le rotazioni relative tra le suddette membrature e soggetta alla spinta del terreno di reazione ai carichi sovrastanti.

**6. Verifica delle sezioni allo stato limite ultimo**

La verifica allo stato limite ultimo, è svolta secondo le norme di calcolo esposte al punto 4.1.2 del D.M.14/1/2008, “*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*”.

Le tabelle espongono i dati e i risultati del calcolo per ciascuna delle sezioni di ogni pozzetto.