

COMUNE DI MAZZARINO

(CALTANISSETTA)

**PIANO INSEDIAMENTI PRODUTTIVI**

CONTRATTO D'AREA

**PROGETTO ESECUTIVO**

OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA  
AGGIORNAMENTO DEL 2° STRALCIO

collaborazione tecnica

data: ottobre 2014

dott. arch. Maria Grazia Raimondi

**ALL. O**

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO**

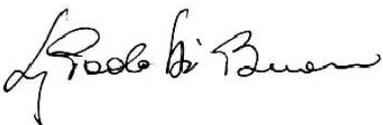
PROGETTISTI

R.U.P.

dott. ing. Paolo Di Buono

dott. ing. Michele Raimondi

dott. Maria Grasso



Regione Siciliana

# **Comune di Mazzarino**

Provincia di Caltanissetta

## **PIANO DI INSEDIAMENTI PRODUTTIVI**

### **OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**SECONDO STRALCIO**

#### **RELAZIONE GEOTECNICA e di CALCOLO**

- **Relazione geotecnica**
- **Fabbricato a servizio  
Imp. di sollevamento**
- **Muri di sostegno**

Mazzarino , ottobre 2014

# **Progetto per la realizzazione di un fabbricato al servizio dell'impianto di sollevamento in**

## **Mazzarino, C/da Santa Caterina Volta Grande.**

### a) **Premessa**

I sottoscritti dott. ing. Michele Raimondi e dott. ing. Paolo Di Buono, iscritti, rispettivamente, ai n.ri 86 e 169 – Sez. A dell'Albo Professionale dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Caltanissetta, sono stati incaricati dall'Amministrazione comunale di Mazzarino (CL) con nota A.R. Prot.12175 del 11/07/2014 della redazione del **progetto esecutivo del secondo stralcio delle Opere di Urbanizzazione Primaria del Piano per Insediamenti produttivi di c/da Santa Caterina Volta Grande.**

### **▪ Criteri geotecnici adottati nel calcolo delle opere in fondazione.**

#### b) **Normativa**

L'impostazione dei calcoli e le verifiche di sicurezza sono eseguite nel rispetto delle seguenti normative:

- 1) Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche (Legge 05/11/71, n. 1086).
- 2) "Norme Tecniche per le costruzioni" D.M. 14/1/2008;
- 3) "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni". Circolare n. 617/2009;
- 4) Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (Legge 2/02/74 n. 64 ed O.D.P.C.M. 3274/2003).
- 5) D.M. 11 Marzo 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, la esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

#### b) **Geologia**

Per l'esecuzione dei calcoli geotecnici, i sottoscritti si sono avvalsi di uno studio

geologico sull'area da edificare condotto dal Geologo dott. Mangiavillano.

Da detto studio, i sottoscritti hanno tratto tutti gli elementi utili per l'individuazione stratigrafica del suolo e per la scelta dei parametri geotecnici in essa contenuti, che hanno utilizzato nei calcoli geotecnici delle opere da eseguire.

Qui di seguito vengono riportate in maniera sintetica le conclusioni e le prescrizioni risultanti dallo studio citato.

- *“Per quanto riguarda l'area interessata, la natura degli affioramenti e dei terreni dell'immediato substrato (quasi completamente sabbiosi) conferiscono alla stessa elevate caratteristiche di assorbimento e permeabilità.”*
- *“A garantire queste condizioni idrogeologiche favorevoli bisogna evidenziare che gli interventi progettuali prevedono scavi e riporti in misura modesta e che le acque vadose superficiali verranno regimentate ed incanalate in modo da non alterare il deflusso attuale.”*
- *Anche in assenza di ...”analisi geotecniche di laboratorio o prove in situ, questi terreni si sono potuti caratterizzare sulla scorta dei numerosi dati in possesso dello scrivente, ricavati da prove ed analisi effettuate in occasione di altri accertamenti geognostici”*
- *“Per quanto riguarda i parametri meccanici, dalle prove di taglio diretto effettuate in condizioni consolidate drenate, sono stati ricavati i valori dell'angolo di attrito  $\phi = 23^\circ - 25^\circ$  e della Coesione  $C' = 0,01 - 0,02 \text{ Kg/cm}^2$ ”*
- *“La formazione di sedime, fino ad una profondità di - mt. 30,00 dal sovrastante piano di campagna” appartiene “alla categoria C”*
- *“le aree, prescelte per le opere di urbanizzazione primaria del P.I.P. di Mazzarino - 2° stralcio, per tutta la loro estensione presentano caratteristiche specifiche idonee agli insediamenti dei futuri manufatti in progetto.”*

#### **“CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE DEL SITO DI PROGETTO”**

- *Limi sabbiosi inorganici*
  - *W% = contenuto naturale d'acqua = 15% circa*
  - *n% = porosità = 32%*
  - *e = indice dei vuoti = 48%*

- $S\%$  = Saturazione = 75%
- $\gamma_a$  = peso dell'unità di volume = 2,03 t/m<sup>3</sup>
- $\phi'$  = angolo di attrito = 35°
- $c'$  = coesione drenata = 0,15 Kg/cm<sup>2</sup>

#### d) Criteri di calcolo delle fondazioni

Nel contesto litostratigrafico e geotecnico riscontrato, i sottoscritti hanno ritenuto di dover adottare una fondazione superficiale costituita da una piastra in conglomerato cementizio armato.

La determinazione del carico di esercizio del terreno di fondazione viene fatta con riferimento al metodo di Mayerhoff:

$$P_{ult} = c' N_c s_c d_c i_c + \gamma_a D N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma_a B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

dove si è indicato con

$\phi' = 35^\circ$	Angolo di attrito interno (valore medio)
$N_c = 46.12$	Fattore di capacità portante
$N_q = 33.29$	Fattore di capacità portante
$N_\gamma = 37.15$	Fattore di capacità portante
$s_c - s_q - s_\gamma$	Fattori di forma, rispettivamente uguali a 1,69 – 1,34 – 1,34
$d_c - d_q - d_\gamma$	Fattori di profondità, rispettivamente uguali 1,03 – 1,01 – 1,01
$i_c - i_q - i_\gamma$	Fattori di inclinazione del carico, tutti uguali ad 1,00
$c' = 0,015 \text{ Kg/cm}^2$	Coesione (valore medio)
$\gamma_a = 2,03 \text{ t/m}^3$	Peso per unità di volume
$D = 0,50 \text{ m}$	Profondità del piano di fondazione
$B = 7,00 \text{ m}$	Dimensione minima media della piastra di fondazione
$L = 7,50 \text{ m}$	Dimensione massima media della piastra di fondazione

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, come sopra valutata.

Con i dati di cui sopra si ottiene:

$$P_{ult} = 383,641 \text{ t/m}^2$$

Adottando un coefficiente di sicurezza pari a 3, il carico ammissibile risulta:

$$p_{amm} = 383,641/3 = 127,88 \text{ t/m}^2 = 12,79 \text{ Kg/cm}^2.$$

Date le caratteristiche del terreno, i cui valori geotecnici sono sopra riportati, il calcolo è

stato condotto in condizioni drenate.

Il valore di collasso, come riportato nel fascicolo dei calcoli risulta, in ogni caso uguale a 1 e, pertanto, verificato.

Il carico applicato alla piastra, viene definito automaticamente dal programma di calcolo.

Nell'allegato fascicolo dei calcoli sono riportati i valori dei cedimenti elastici e dei cedimenti edometrici, nonché il dimensionamento delle armature.

Le tensioni sul terreno risultano sempre di gran lunga inferiori al valore del carico ammissibile sopra calcolato, con valore massimo di 0,27 Kg/cm<sup>2</sup>.

**▪ Criteri utilizzati per la redazione del progetto delle strutture in conglomerato cementizio armato, ai sensi della legge 1086/71 e del D.M. 14/01/2008.**

a) Descrizione

Il progetto riguarda la realizzazione di un monolocale a servizio dell'impianto di sollevamento da suddividere in due comparti nei quali collocare separatamente i quadri elettrici ed il gruppo elettrogeno. Il fabbricato è delle dimensioni in pianta di mt. 5.00x5.50, l'atezza fuori terra è di mt. 3.00.

L'area, di proprietà dell'Amm. Comunale, è individuata in Catasto con le particelle n. 171 del foglio di mappa n. 78 del Comune di Mazzarino ed è classificata "Zona D1" dal vigente Piano Regolatore Generale.

La struttura principale è in conglomerato cementizio armato, con fondazione costituita da una platea, n. 4 pilastri, solaio di copertura orizzontale a strutture mista.

Riguarda anche la realizzazione di muri di contenimento di varia altezza:

Muro tipo "A" di H= m. 0.50  
Muro tipo "B" di H= m. 1.10  
Muro tipo "C" di H= m. 2.55  
Muro tipo "D" di H= m. 2.85  
Muro tipo "F" di H= m. 2.25  
Muro tipo "G" di H= m. 3.25  
Muro tipo "E" di H= m. 4.50

b) **Normativa di riferimento**

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente costituita:

- dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 14/01/2008 pubblicato nel suppl. 30 G.U. 29 del 4/02/2008;
- dalla Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 2 Febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle *"Nuove norme tecniche per le costruzioni"* di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

c) **Referenze tecniche (cap. 12 D.M. 14.01.2008)**

- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-1 - Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 - Fondazioni ed opere di sostegno

d) **Misura della sicurezza**

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è stato quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche, rispettivamente, per gli stati limite ultimi S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E.

La sicurezza è stata, quindi, garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

e) **Modelli di calcolo**

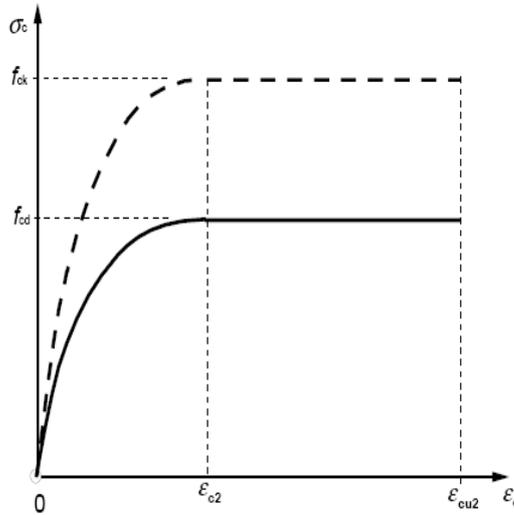
Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14/01/2008.

**Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.D. si fa riferimento al D.M. 14/01/08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.**

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:

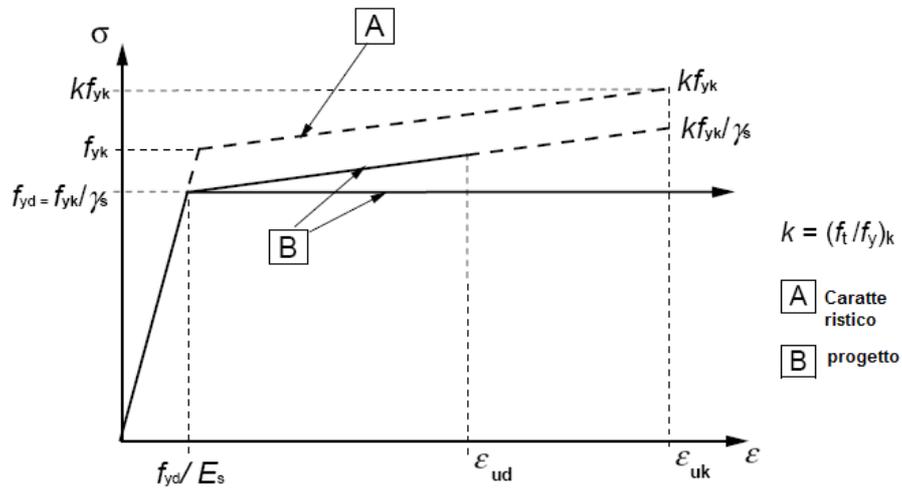
- legame costitutivo di progetto parabola rettangolo per il calcestruzzo



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

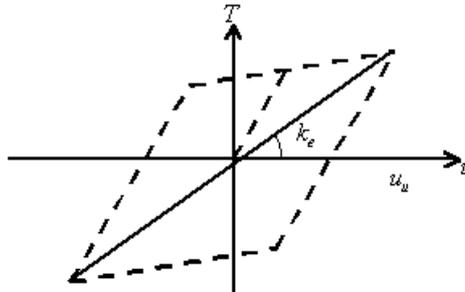
*Il valore  $\epsilon_{cu2}$  nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.*

- legame elastico perfettamente plastico o incrudente o duttilità limitata per l'acciaio



- legame costitutivo di progetto elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4
- legame elastico lineare per le sezioni in legno
- legame elasto-viscoso per gli isolatori



**Legame costitutivo isolatori**

Il modello di calcolo utilizzato è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

f) **Prestazioni attese, classe della costruzione, vita nominale**

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Intendendo come stato limite la condizione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce "collasso". Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Le opere strutturali sono state verificate:

- 1) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- 2) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Per la valutazione della sicurezza della costruzione in esame si è adottato il criterio del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza (detto di primo livello). Con questo metodo di verifica, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_{ki}$  e  $F_{kj}$ .

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:  $R_d \geq E_d$ , dove:

- $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$  delle azioni.

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I del D.M. delle Infrastrutture del 14/01/2008 (Approvazione delle nuove norme tecniche sulle costruzioni).

Nel caso specifico, si fa riferimento al punto n° 2: "*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*" per i quali è prevista una  $V_N \geq 50$

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione che si è progettata appartiene alla **Classe I**: *Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.*

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :  $V_R = V_N \times C_U$ .

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, dalla Tab. 2.4.II. delle D.M. 14/01/2008 che nel caso di Classe I assegna il valore di  $C_U = 0,70$

g) **Azioni sulla costruzione**

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. Per il progetto in oggetto, si sono assunte le seguenti azioni:

1) **AZIONI PERMANENTI (G)**: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ ).

I carichi permanenti di tipo (G) utilizzati sono i seguenti:

Carichi e sovraccarichi.

Per il computo dei carichi agenti sulla struttura si è fatto riferimento a quanto prescritto delle NTC 2008.

In particolare si sono assunti i seguenti valori:

**Solaio di copertura**

- Peso proprio del solaio	250 Kg/m <sup>2</sup>
- Carico permanente	100 Kg/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico accidentale	150 Kg/m <sup>2</sup>
- Neve	<u>85 Kg/m<sup>2</sup></u>
<b>SOMMANO</b>	<b>585 Kg/m<sup>2</sup></b>

**Pensilina copertura**

- Peso proprio del solaio	500 Kg/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente	100 Kg/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico accidentale	250 Kg/m <sup>2</sup>
- Neve	<u>85 Kg/m<sup>2</sup></u>
<b>SOMMANO</b>	<b>935 Kg/m<sup>2</sup></b>

## 2) AZIONI SISMICHE (E): azioni derivanti dai terremoti.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri, su sito di riferimento rigido orizzontale, forniti dalla normativa per tutti i siti considerati, necessari per la determinazione delle azioni sismiche:

<b>Parametri di Pericolosità Sismica</b>				
<b>Stato Limite</b>	<b><math>T_r</math></b>	<b><math>a_g/g</math></b>	<b><math>F_o</math></b>	<b><math>T^*_c</math></b>
Operatività (SLO)	30	0.027	2.456	0,210
Danno (SLD)	50	0.029	2.466	0,225
Salvag. Vita (SLV)	475	0.074	2.607	0,412
Collasso (SLC)	975	0.106	2.531	0,494

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per il sito in esame, che ha coordinate: Lat.= 37,31 Long.= 14,25, il programma "Spettri-NTC" versione 1.03, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, fornisce i valori riportati in tabella del grado di pericolosità sismica, relativamente ai quattro stati limite:

## 3) AZIONI DELLA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:  $q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$

dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo;
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $kN/m^2$ ], fornito dalle norme per un periodo di ritorno di 50 anni;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$  è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. I coefficienti  $C_E$  e  $C_t$  si assumono pari a 1; il

coefficiente  $\mu_i$  relativo al tetto a due falde, in presenza di parapetto ed assenza di vento, si assume pari a 0,80.

Per il valore caratteristico  $q_{sk}$  si assume quello della III zona, per una quota sul livello del mare  $a_s = 507$  m, calcolato con la formula:

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 = 1,07 \text{ kN/m}^2$$

$C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al (Cfr. § 3.4.3) pari a 1.00;

$C_t$  è il coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4) pari ad 1.00

$$\text{In definitiva } q_s = 0,80 \times 1,07 \times 1,00 \times 1,00 = 0,85 \text{ kN/m}^2 \approx 85,00 \text{ Kg/m}^2$$

#### 4) AZIONI TERMICHE

E' stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura di 15° C.

Nel calcolo delle azioni termiche, si è tenuto conto di più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti, le temperature dell'aria esterne (Cfr. § 3.5.2), dell'aria interna (Cfr. § 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (Cfr § 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle N.T.C. 2008.

#### h) Combinazioni delle azioni

Le azioni definite al § 2.5.1 delle N.T.C. 2008 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3 applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria E - magazzino	1,00	0,90	0,80
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,50	0,20	0
Variazioni termiche	0,60	0,50	0

#### i) Azioni ambientali e naturali.

Si è concordato con il Committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi, individuati

riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**

- **Stato Limite di Danno (SLD)**

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella seguente tabella:

<b>Stati Limite PVR :</b>		<b>Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR</b>
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 14 gennaio 2008 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale
- Classe d'Uso;
- Categoria del suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione

Di tali valori si è trattato nel precedente paragrafo g). Per la loro determinazione è stata utilizzata un'apposita procedura informatizzata sviluppata dalla STS s.r.l., che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati nei tabulati di calcolo.

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve e dalla temperatura secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

Nel caso in specie trattandosi di opere di classe I, gli stati limite da verificare ed il tipo di verifica da effettuare secondo norma sono i seguenti:

- Stato Limite di Danno (SLD) con controllo degli spostamenti;
- Stato Limite di Salvaguardia (SLD) con verifica di resistenza.

#### **l) Durabilità**

Per garantire la durabilità della struttura, sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere, limitando sia gli stati tensionali che l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nell'allegato "tabulati di calcolo".

Inoltre, per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori porrà in atto opportune procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo, nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008.

#### **m) Software utilizzato:**

Il software utilizzato per la redazione dei calcoli riferiti al fabbricato in oggetto è CDSWin versione 2014 con licenza chiave n° 18826 dalla ditta:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

Come previsto al punto 10 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008, ai fini dell'affidabilità del codice utilizzato, la S.T.S. s.r.l. ha verificato la documentazione ed i test forniti, sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, di cui fornisce idonea documentazione.

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre, la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è, inoltre, controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

#### **n) Prestazioni attese al collaudo**

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al Cap. 9 del D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni, il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato tabulato di calcolo per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

o) **Fondazioni**

Si rimanda all'apposita relazione geotecnica e sulle fondazioni allegata.

p) **Metodi di calcolo**

I metodi di calcolo adottati sono i seguenti:

- 1) Per i carichi statici: METODO DELLE DEFORMAZIONI;
- 2) Per i carichi sismici: metodo dell'ANALISI MODALE.

Per lo svolgimento del calcolo si è accettata l'ipotesi che, in corrispondenza dei piani sismici, i solai siano infinitamente rigidi nel loro piano e che le masse, ai fini del calcolo delle forze di piano, siano concentrate alle loro quote.

**CALCOLO SPOSTAMENTI E CARATTERISTICHE**

Il calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).

Possono essere inseriti due tipi di elementi:

- 1) Elemento monodimensionale asta (beam) che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste, inoltre, non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro; questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale.
- 2) L'elemento bidimensionale shell (quad) che unisce quattro nodi nello spazio. Il suo comportamento è duplice, funziona da lastra per i carichi agenti sul suo piano, da piastra per i carichi ortogonali.

Assemblate tutte le matrici di rigidezza degli elementi in quella della struttura spaziale, la risoluzione del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky.

Ai fini della risoluzione della struttura, gli spostamenti X e Y e le rotazioni attorno

l'asse verticale Z di tutti i nodi che giacciono su di un impalcato dichiarato rigido sono mutuamente vincolati.

### VERIFICHE

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione. In fase di verifica è stato differenziato l'elemento trave dall'elemento pilastro. Nell'elemento trave le armature sono disposte in modo asimmetrico, mentre nei pilastri sono sempre disposte simmetricamente. Per l'elemento trave, l'armatura si determina suddividendola in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante, valutando per tali conci le massime aree di armatura superiore ed inferiore richieste, in base ai momenti massimi riscontrati nelle varie combinazioni di carico esaminate. Lo stesso criterio è stato adottato per il calcolo delle staffe.

Anche l'elemento pilastro viene scomposto in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante. Vengono, però, riportate le armature massime richieste nella metà superiore (testa) e inferiore (piede).

La fondazione, del tipo a piastra nervata, è stata calcolata con il software C.DGs. per le verifiche geotecniche. Il programma funziona in collegamento diretto con il software di calcolo della struttura sovrastante.

Le verifiche per gli elementi bidimensionali (setti) vengono effettuate sovrapponendo lo stato tensionale del comportamento a lastra e di quello a piastra. Vengono calcolate le armature delle due facce dell'elemento bidimensionale disponendo i ferri in due direzioni ortogonali.

### DIMENSIONAMENTO MINIMO DELLE ARMATURE.

Per il calcolo delle armature sono stati rispettati i minimi di legge di seguito riportati:

#### TRAVI:

##### **Armature longitudinali**

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave. In ogni sezione della trave il rapporto geometrico  $\rho$  relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione  $A_s$  o quella al lembo inferiore della sezione  $A_i$ , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{\text{comp}} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

- $\rho$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad  $A_s/(b \cdot h)$  oppure ad  $A_i/(b \cdot h)$ ;
- $\rho_{comp}$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere  $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$  e comunque  $\geq 0,25 \rho$ .

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno  $1/4$  della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a  $1,25 f_{yk}$ , e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

#### **Armature trasversali**

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche,

rispettivamente per CD "A" e CD "B" - 24 volte il diametro delle armature trasversali. Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci

devono essere assicurati alle barre longitudinali.

La larghezza  $b$  della trave deve essere  $\geq 20$  cm e, per le travi basse, comunemente denominate "a spessore", deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte  $bc$ , essendo  $bc$  la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave. Il rapporto  $b/h$  tra larghezza e altezza della trave deve essere  $\geq 0,25$

#### PILASTRI:

##### **Armature longitudinali**

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm. Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale, con  $\rho$  rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

##### **Armature trasversali**

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una

barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature;

- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

- il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro

passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 0,08 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ per CD"A" al di fuori della zona critica e per CD "B"}$$

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 0,12 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ per CD"A"}$$

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe,  $bst$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed  $s$  è il passo delle staffe.

### **Nodi trave-pilastro**

Lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati. Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD"A" che in CD"B", le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} A_{st}}{i b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

nella quale  $n_{st}$  ed  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse delle staffe, e  $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

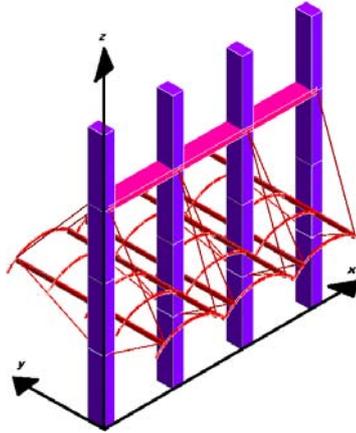
- se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .

### SISTEMI DI RIFERIMENTO

#### 1) Sistema globale della struttura spaziale

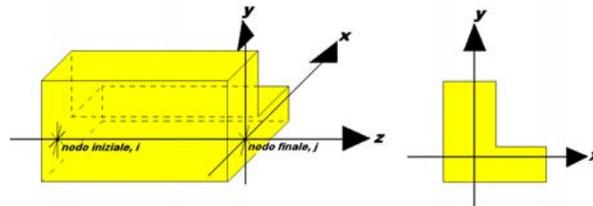
Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (O-XYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le

rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori:



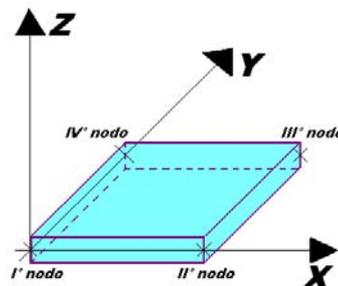
## 2) Sistema locale delle aste

Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta ed orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X ed Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni:



## 3) Sistema locale dell'elemento shell

Il sistema di riferimento locale dell'elemento shell è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X coincidente con la direzione fra il primo ed il secondo nodo di input, l'asse Y giacente nel piano dello shell e l'asse Z in direzione dello spessore:



### UNITÀ DI MISURA

Si adottano le seguenti unità di misura:

[lunghezze] = m

[forze] = kgf / daN

[tempo] = sec

[temperatura] = °C

### CONVENZIONI SUI SEGNI

I carichi agenti sono:

- 1) Carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;
- 2) Forze e coppie nodali concentrate sui nodi.

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

#### ▪ **Solai.**

E' previsto l'uso di solai parzialmente prefabbricati in c.c.a.p. e blocchi di alleggerimento in laterizio. I relativi calcoli sono riportati nell'allegato "R".

#### ▪ **Muri di contenimento**

##### CALCOLO DELLE SPINTE

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono quelle adottate dal metodo di calcolo secondo Coulomb, con l'estensione di Muller-Breslau e Mononobe-Okabe e di seguito riportate:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.
- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.
- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente

orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.

- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo  $f$  rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Per il calcolo si è utilizzato il programma C.D.W. Win, che, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di Coulomb in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.

- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.

- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.

- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.

- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.

- È possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.

- Si può supporre anche l'esistenza di una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello

ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue:

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite  $90 - \phi$ . Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, con la procedura "Coulomb estesa" è posto pari a  $3/4$  dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta.
- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.
- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.
- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.
- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.
- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

#### • VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di

un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

#### • VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di

traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

#### **MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA**

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

Tutti i valori di calcolo e di verifica sono riportati nel relativo "Fascicolo dei calcoli".

Mazzarino , ottobre 2014

#### **I progettisti delle strutture**

**dott. ing. Michele Raimondi**

**dott. ing Paolo Di Buono**