



**Consorzio Bonifica  
Muzza Bassa Lodigiana**

via Nino Dall'Oro 4 - 26900 LODI tel. 0371 - 420189 r.a. fax 0371 - 50393  
e-mail: cmuzza@muzza.it - pec. consorzio.muzza@pec.regione.lombardia.it



**Regione Lombardia**

Comuni di: **Cavenago d'Adda**

**PROVINCIA DI LODI**

Istanza: Convenzione per la progettazione e la realizzazione dell'intervento:  
**IMMISSIONE IDRICA ALLA LANCA DI CAVENAGO D'ADDA SUL  
FIUME ADDA IN PROVINCIA DI LODI.  
CONDIZIONALITA' EX ANTE.**

tra Regione Lombardia, Direzione Generale Ambiente, Energia e  
Sviluppo Sostenibile e Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana

Competenze: Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici - Milano  
Parco Adda Sud  
Comune di Cavenago d'Adda

**PROGETTO ESECUTIVO**

# **RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURALE**

Edizione  
Settembre 2017

Il Responsabile del Procedimento  
dott. ing. Marco Chiesa

I Progettisti  
dott. ing. Ettore Fanfani - dott. ing. Marco Chiesa

Il presente progetto esecutivo, edizione settembre 2017, afferisce all'intervento di cui alla Convenzione per la progettazione e la realizzazione dell'intervento "Immissione idrica alla lanca di Cavenago d'Adda sul fiume Adda in provincia di Lodi - Condizionalità ex ante" in essere tra Regione Lombardia - D.G. Ambiente, Energia e Sviluppo Sostenibile e il Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana.

La normativa di riferimento è costituita dal Decreto Legislativo 18 aprile 2016, n. 50 *"Attuazione delle direttive 2014/23/UE, 2014/24/UE e 2014/25/UE sull'aggiudicazione dei contratti di concessione, sugli appalti pubblici e sulle procedure d'appalto degli enti erogatori nei settori dell'acqua, dell'energia, dei trasporti e dei servizi postali, nonché per il riordino della disciplina vigente in materia di contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture"* e s.m.i.

Nella presente relazione verranno analizzati gli aspetti strutturali delle opere, prendendone in esame le diverse tipologie statiche.

## **1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE**

Esse consistono in manufatti idraulici da realizzarsi nel ramo della roggia Molgora nel territorio del Comune di Cavenago d'Adda, nella definizione delle intersezioni con la viabilità ordinaria e poderale, nella regolazione delle portate distribuite, nell'intersezione con altri corsi d'acqua.

Essi possono così riassumersi:

- Ponti in c.c.a. realizzati con elementi in parte gettati in opera e in parte prefabbricati (tipicamente le sezioni canalizzate chiuse circolari o scatolari);
- Manufatti partitori in c.c.a. gettato in opera per la regolazione delle portate
- Scarichi idrici in c.c.a.;
- Difese idrauliche in pietrame tipo "rezzato" posato a secco.

Si tratta pertanto di manufatti che dovranno essere posti a contatto con l'acqua in condizioni di regime idraulico variabile, quindi con sollecitazioni conseguenti alle diverse condizioni di esercizio idrico nel canale.

Le tipologie strutturali dei manufatti in progetto sono le seguenti:

1. Sezione canalizzata a cielo aperto;
2. Impalcati per attraversamenti;
3. Manufatti prefabbricati a sezione chiusa (di sezione rettangolare o circolare).

Le strutture sono eseguite in conglomerato cementizio armato con:

- Platea di fondazione da gettare in opera;
- Spalle pareti da gettare in opera o prefabbricate;
- Soletta (solo per tratti tombinati) da gettare in opera, eventualmente su lastra prefabbricata da usare come “cassero a perdere” quindi senza collaborazione statica con la parte sovrastante.

Ciascuna tipologia strutturale è dimensionata e verificata assumendo determinate specifiche condizioni di carico nella situazione più sfavorevole che possa avvenire durante l'esercizio.

**Gli elementi prefabbricati impiegati (tubazioni in c.c.a. turbocentrifugati ed elementi scatolari chiusi) sono calcolati e certificati strutturalmente dalle rispettive ditte costruttrici.**

## **SCHEMI STRUTTURALI, CRITERI PROGETTUALI E METODOLOGIE DI CALCOLO E VERIFICA DELLE STRUTTURE**

Ciascuna tipologia strutturale è dimensionata e verificata assumendo determinate specifiche condizioni di carico nella situazione più sfavorevole che possa avvenire durante l'esercizio.

Il dimensionamento si sviluppa secondo i più gravosi scenari di carico che, anche solo ipoteticamente, possono sollecitare le strutture secondo le massime combinazioni di carico.

Le strutture in conglomerato cementizio armato, sono calcolate con le tradizionali metodologie della scienza e della tecnica delle costruzioni. Il dimensionamento delle sezioni in c.a. e le relative verifiche sono effettuate con il metodo degli “stati limite” di cui al D.M. 14-01-2008 secondo le indicazioni dei capitoli 2.2.1. stati limite ultimi (SLU) e 2.2.2. stati limite di esercizio (SLE).

La valutazione della sicurezza viene effettuata tanto nel suo insieme, ovvero come complesso strutturale completo, quanto nelle singole parti che lo compongono soggette ad azioni proprie distinte.

La verifica della resistenza nei riguardi degli stati limite ultimi è effettuata secondo il metodo dei coefficienti parziali valutando l'efficacia dell'equazione generale:

$$R_d \geq E_d$$

ovvero la resistenza di progetto valutata in base alle caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti e dei relativi materiali è sempre maggiore delle azioni indotte dalle combinazioni di carico assunte.

La vita nominale (VN) ai sensi del cap. 2.4.1. del DM 14-01-2008, è assunta  $\geq 50$ anni. La classe d'uso è la II classe, posizionata in zona 3; Le azioni sul complesso strutturale sono state considerate nel loro insieme di combinazioni possibili secondo il coefficiente di combinazione  $\psi_{0j}$ , in relazione alle seguente classificazione:

(G) dirette composte dalle permanenti ( $G_1$ ) relative ai pesi propri delle parti strutturali e da ( $G_2$ ) relative a quelli delle parti non strutturali. A queste si aggiungono le azioni statiche e pseudo statiche ovvero le azioni dinamiche provocate dalle statiche accidentali che sono valutate con un incremento del valore delle stesse.

Le azioni statiche sono quelle dei pesi propri, della neve e del vento, quelle dinamiche riguardano il transito dei carichi dinamici che insistono sull'impalcato.

Le verifiche effettuate riguardano la valutazione sia di SLU che di SLE, tuttavia, in conformità al §2.7 del DM 14-01-2008 è stata effettuata una verifica, in quanto ammissibile, con il tradizionale metodo delle tensioni ammissibili di cui ai DM LL.PP. 14-02-92 e 11.03-88, assumendo  $S=5$  (grado di sismicità). Le risultanze sono più che compatibili con il dimensionamento effettuato.

Per la particolarità dell'opera, essendo la stessa uno scalmatore di piena, sono state particolarmente approfondite le indagini di natura idraulica ed idrogeologica, con due specifiche relazioni già inserite nel progetto definitivo alle quali si rimanda per una approfondita trattazione. Nella circostanza sono state valutate le condizioni di massimo deflusso rigurgitato, verificandone le compatibilità con le strutture e con l'estradosso inferiore degli impalcati.

## **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D.M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;

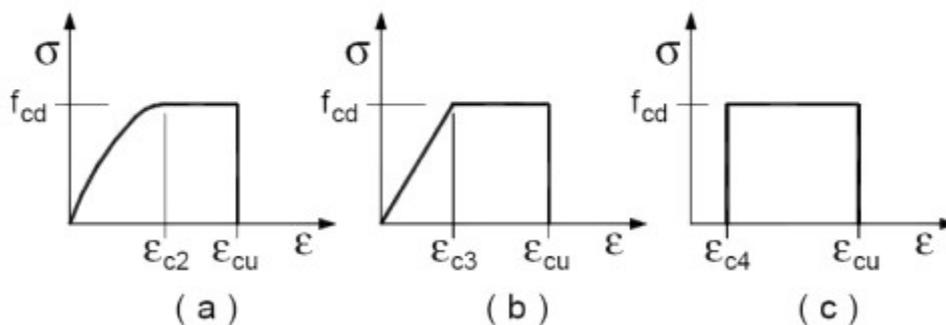
**Eurocodice 2** – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo” - UNI EN 1992-1-1:2005

## MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

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

- sottofondo in ghiaia lavata 40 – 80;
- calcestruzzo tipo C16/20 (Resistenza caratteristica  $R_{ck}=20 \text{ N/mm}^2$ ) per magroni di sottofondazioni;
- calcestruzzo tipo C28/35 con classe di esposizione XD1 (Resistenza caratteristica  $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ ) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo Acciaio B450C (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ) per parti strutturali;

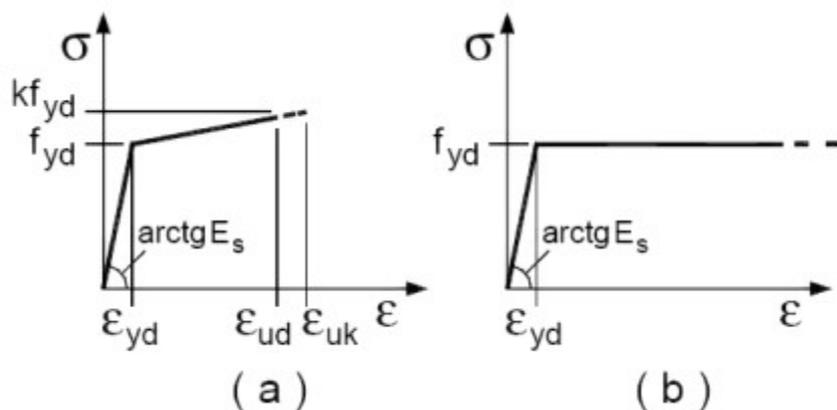
I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

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

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).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio.

La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_s$ .

Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_s$  si assume pari a 1,15.

#### CALCESTRUZZO C25/30

- Resistenza cubica a compressione:  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica a compressione:  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Peso del calcestruzzo:  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Valore di progetto della resistenza a compressione:  $f_{cd} = 14,17 \text{ N/mm}^2$

#### CALCESTRUZZO C28/35

- Resistenza cubica a compressione:  $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica a compressione:  $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Peso del calcestruzzo:  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Valore di progetto della resistenza a compressione:  $f_{cd} = 15,87 \text{ N/mm}^2$

#### ACCIAIO B 450C

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{450}{1,15} = 391 \text{ N/mm}^2$

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni delle NTC.

## INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del sottosuolo in relazione alle interazioni con le fondazioni sono ricavate da stratigrafie ed indagini in precedenza effettuate nelle relative zone a seguito di precedenti lavori (vedasi elaborati grafici relativi alla soggiacenza della falda).

Il materiale di sottosuolo è composto da sabbia relativamente grossolana con modestissime tracce di argilla in percentuale decrescente con l'aumentare della profondità. Presenza di strati lenticolari argillosi a profondità variabile; escursione dell'acquifero a quota inferiore ai piani di fondazione.

Per le incertezze che in ogni caso presentano le risultanze di prove effettuate sui terreni e per la indeterminatezza delle ipotesi statiche, si assumono per le verifiche, a favore di sicurezza, i seguenti valori caratteristici del terreno:

$\gamma_t$ : peso specifico del terreno fuori falda =  $20,00 \text{ kN/m}^3$

$\varphi$ : angolo di attrito interno del terreno =  $30^\circ$

$\sigma_t$ : tensione massima ammissibile di compressione del terreno =  $0,12 \text{ N/mm}^2$

In particolare, per quanto riguarda le tensioni originate dalla spinta delle terre e dai relativi sovraccarichi, si considera il terreno stesso dotato di modesta coesione, trascurando quindi questa a favore della stabilità generale del manufatto.

Il coefficiente di spinta assunto in regime attivo è:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$

Quello di spinta in regime passivo:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\Pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 3,00$$

Le caratteristiche del terreno suggeriscono, per quanto concerne il coefficiente di sicurezza a ribaltamento, di assumere il valore:

$$c = \frac{M_r}{M_s} \geq 1,50$$

## AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli fanno riferimento al metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui manufatti, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti sugli elementi strutturali di appoggio e fondazione.

Le azioni dovute ai carichi permanenti, accidentali e sismici, sono combinate mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nella progettazione e nelle verifiche.

### Stato Limite Ultimo

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:

$G_1$  rappresenta il 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);

$G_2$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  rappresenta pretensione e precompressione;

$Q$  azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

$Q_{ki}$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$  coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

$\psi_{0i}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le combinazioni risultanti vengono costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base ( $Q_{1k}$  nella formula precedente).

### Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state progettati e verificati i vari elementi strutturali sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara 
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente 
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente 
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

$G_{kj}$  valore caratteristico della j-esima azione permanente;

$P_{kh}$  valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

$Q_{k1}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

$Q_{ki}$  valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\psi_{0i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

$\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{E1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

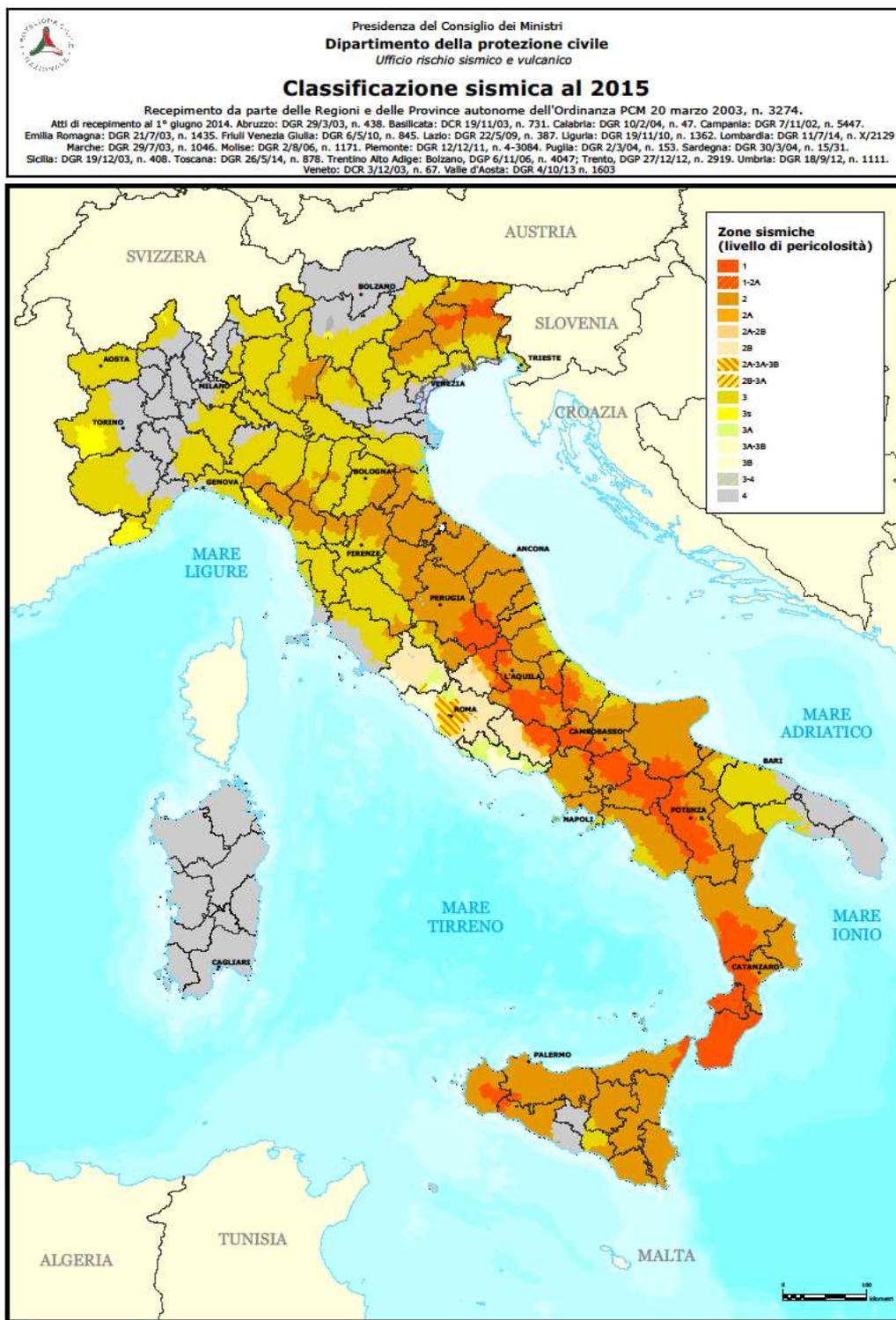
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

## INQUADRAMENTO SISMICO DELLE OPERE

Le strutture sono ubicate nel comune di Caleppio di Settala in provincia di Milano in zona sismica 3 caratterizzata da un'accelerazione orizzontale massima del suolo  $a_g$  pari a 0,05g.

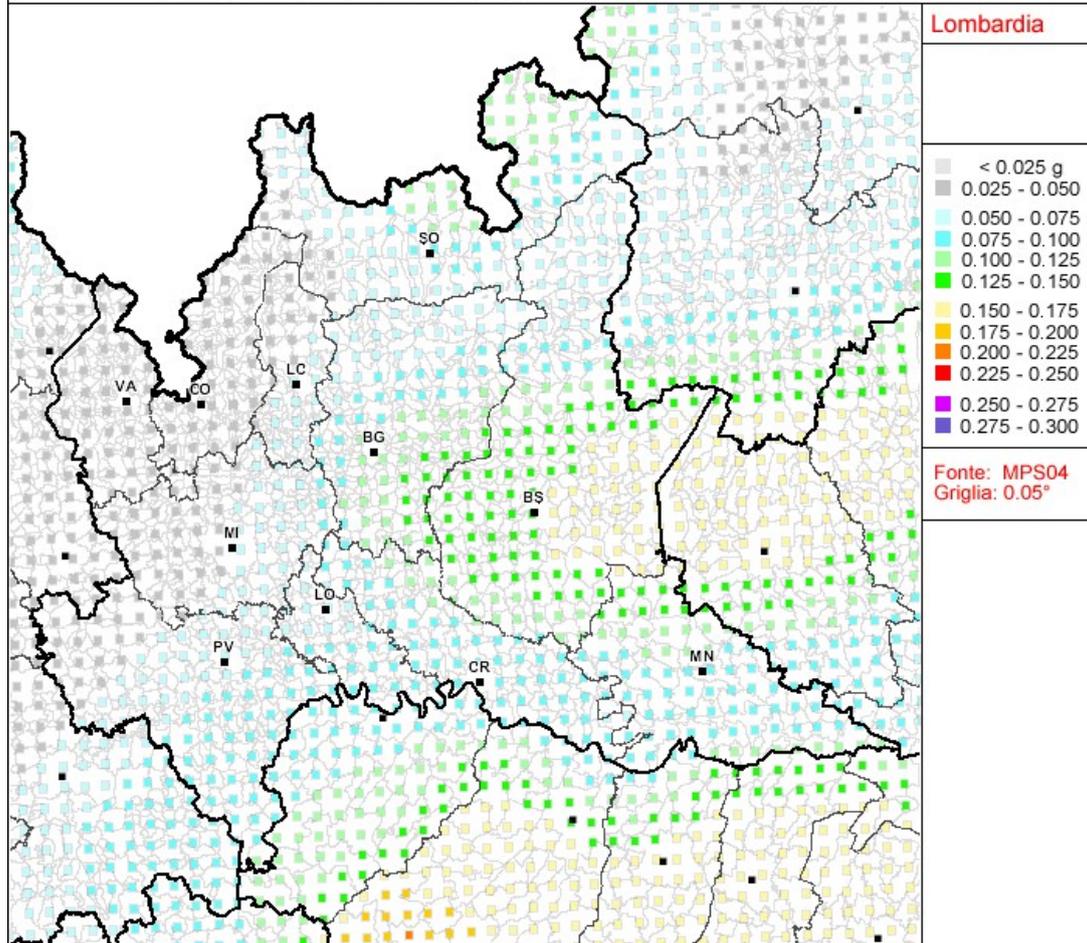


Classificazione sismica del territorio nazionale



**Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale**

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All. 1b)  
espressi in termini di accelerazione massima del suolo  
con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni  
riferita a suoli rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s; cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)



Valori di pericolosità sismica in Lombardia

### 1.1.1 Carichi sismici

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali (NTC '08):

$$G_k + \sum_j (\psi_{2j} Q_{Kj})$$

Dove:

$\psi_{2j}$  è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile,  $Q_{Kj}$  tiene conto della probabilità che tutti i carichi  $\psi_{2j} Q_{Kj}$  siano presenti sulla struttura in occasione del sisma ed è dato dalla seguente tabella:

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\Psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Vento <math>q_5</math></i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve <math>q_5</math></i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

## DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA

Per il dimensionamento dell'armatura a flessione si utilizza la formula classica progetto:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d}$$

Dove:

$f_{yd}$  = Valore di progetto della tensione di snervamento dell'armatura ordinaria

$d$  = altezza utile della sezione trasversale

Confrontandolo anche con il metodo  $v - \mu$  di progetto:

$$v = \frac{N_{sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A_{stot} f_{yd}}{b h f_{cd}}$$

$$A_{s_{tot}} = \frac{\omega b h f_{cd}}{f_{yd}}$$

Ottenuti i valori di  $A_s$  si procede alla scelta dell'armatura necessaria rispettando le limitazioni imposte dalla Normativa.

## Armatura a taglio

Per quanto riguarda lo sforzo di taglio non risulta necessaria una specifica armatura a taglio in quanto:

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

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio senza armatura specifica è data dalla relazione:

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

Come indicato nel par. 4.1.2.1.3.1 (NTC'08).

### 1.1.2 Armatura piattabande di fondazione

Per il dimensionamento dell'armatura inferiore delle piattabande si utilizza il carico agente sul palo di fondazione più sollecitato ripartendolo nelle due direzioni del piano orizzontale (x e y).

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}}$$

Per il dimensionamento dell'armatura superiore si utilizzano i valori derivanti dall'analisi e applicando la tipica formula di progetto:

$$A_s = \frac{M_{max}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d}$$

Dove:

$f_{yd}$  = valore di progetto della tensione di snervamento dell'armatura ordinaria

$d$  = altezza utile della sezione trasversale

## VERIFICHE GEOTECNICHE

Sulla base delle precedenti considerazioni generali di natura geologica e idrogeologica ed in relazione ad indagini più approfondite eseguite specificatamente nei luoghi delle esecuzioni, sono state effettuate le necessarie verifiche geotecniche.

Nella fattispecie l'attenzione è rivolta alle seguenti strutture:

- difese idrauliche in pietrame

### LE DIFESE IDRAULICHE IN PIETRAMI

La natura del terreno è stata ottenuta in loco con indagine diretta tramite scavo. La relativa profondità di interesse (~ 1,50 - 2,50 m) ha reso possibile accertare la stratigrafia dei terreni, su cui graverà l'impronta delle sagome delle difese idrauliche.

Le scarpate sono costituite da materiale incoerente terroso – sabbioso, in parte con terra vegetata (~ 40 cm) seguita da terre compatte a prevalente componente argillosa ma con presenza anche di sabbia grossolana ben stabilizzata.

Il fondo d'alveo è invece caratterizzato dal classico strato superficiale (~ 30 cm) di miscela satura sabbiosa-limosa, seguita da uno strato profondo di sabbia mediamente fine. Non ha sorpreso la presenza sul fondo di formazioni di argilla grigia molto compatta. Sono conformazioni lenticolari anche di notevole profondità ed ampiezza.

Pertanto, le caratteristiche del terreno nelle zone d'intervento si possono considerare di tipo "Argilla sabbiosa", cautelativamente, i parametri assunti a base delle verifiche eseguite sono:

- peso proprio del pietrame:  $\gamma_p = 22,00 \text{ KN/m}^3$
- peso proprio del terreno:  $\gamma_t = 18,00 \text{ KN/m}^3$
- angolo di attrito interno del terreno sia di sponda che del fondo  $\phi = 30^\circ$
- sovraccarico permanente di scarpata  $q = 10,00 \text{ KN/m}^2$
- coefficiente di attrito radente lungo il piano pietrame-geotessile:  $\mu = 0,52$

La verifica, che comporta l'analisi delle forze attive e passive in atto sulle difese idrauliche nelle condizioni più sfavorevoli, deve accertare che le spinte di resistenza siano superiori a quelle agenti.

### **Spinta attiva e spinta passiva**

Calcolo dei coefficienti con la teoria di Rankine:

$$\varphi = \text{angolo di attrito} = 30^\circ$$

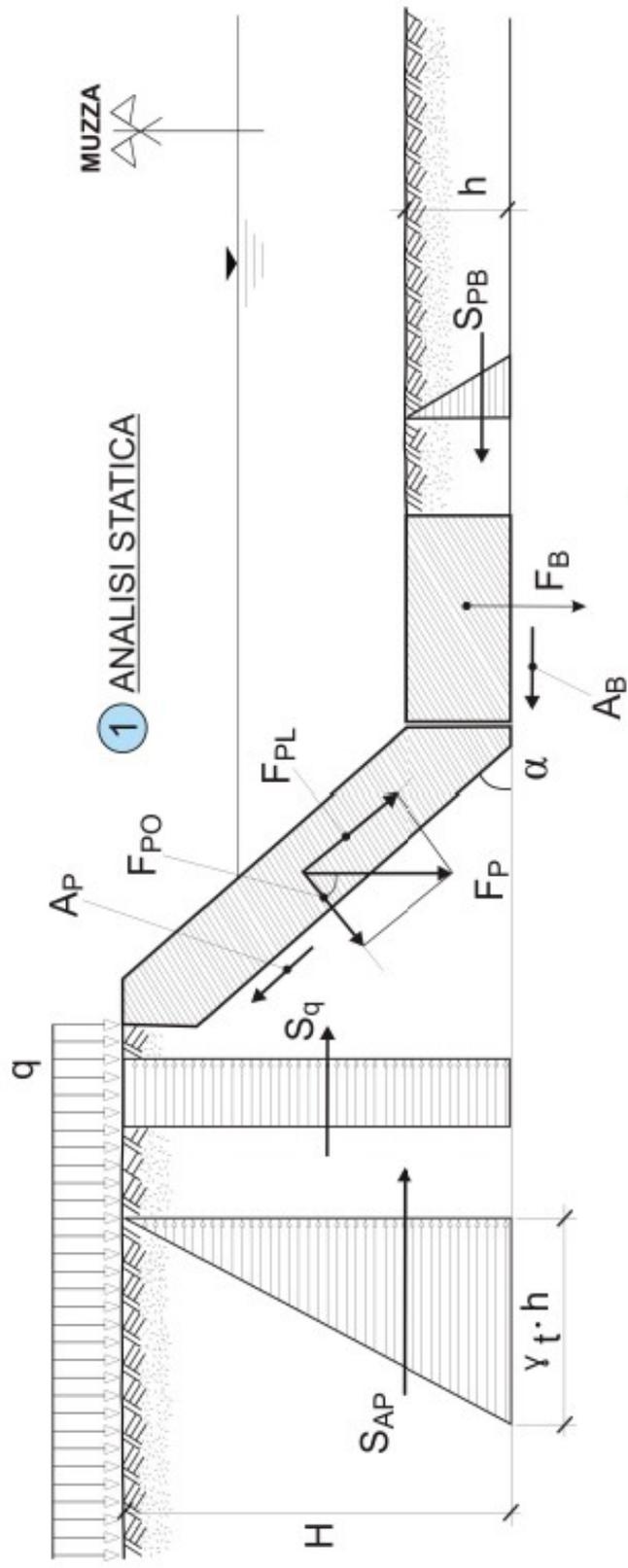
Coefficiente di spinta attiva:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) = 0,33$$

Coefficiente di spinta passiva:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2) = 3,00$$

**Le verifiche statiche condotte sugli elementi costituenti la mantellata di pietrame a gravità, ovvero berma di fondazione e paramento di sponda e sono riportate nella tabella riportata nel seguito. Sono altresì allegati gli schemi statici e geometrici di riferimento secondo i quali è stata sviluppata l'analisi. Le difese idrauliche integrali, stante la perfetta simmetria strutturale rispetto alla longitudinale non necessitano di particolari verifiche di carattere statico.**



**2 EQUILIBRIO LONGITUDINALE**

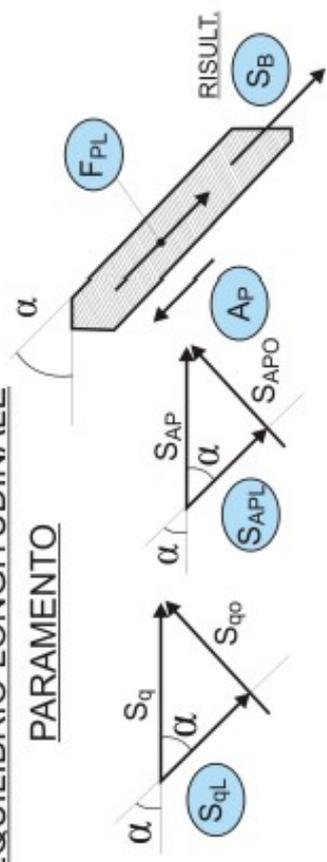
$$\cos\alpha = \frac{S_{qL}}{S_q}$$

$$S_{qL} = S_q \cos\alpha$$

$$\cos\alpha = \frac{S_{APL}}{S_{AP}}$$

$$S_{APL} = S_{AP} \cdot \cos\alpha$$

**PARAMENTO**

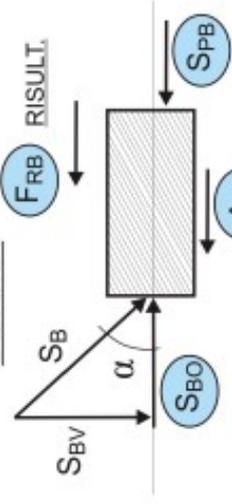


**4 COEFFICIENTE SICUREZZA**

$$C_S > 1,5 \Rightarrow F_{BR}/S_{BO}$$

**3 EQUILIBRIO ORIZZ.**

**BERMA**



$$\cos\alpha = \frac{S_{BO}}{S_B}$$

$$S_{BO} = S_B \cos\alpha$$