



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA
PROVINCIA DI ORISTANO
COMUNE DI PAU

DELIBERAZIONE G. R. N. 5/19 DEL 29.01.2019.
FSC 2014/2020 - LINEA D'AZIONE 2.2.1.
INTERVENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLA
DIGA IN LOCALITÀ SENNISCEDDU

PROGETTO DEFINITIVO

Committente: Amministrazione Comunale di Pau

il Sindaco
ing. Franceschino SERRA

il Responsabile del procedimento
ing. Angelica SEDDA

Elab.

A.4

Relazione geotecnica

progettisti
ing. Simone Cuccu

collaboratori
ing. Antonello Pacitto

geol. Dario Cinus

data - MARZO 2020

revisione

PREMESSA

Il responsabile dell'area tecnica con Determinazione Area Tecnica: n°. 175 del 28.12.2017 ha conferito allo scrivente l'incarico per la redazione delle relazioni geologica e geotecnica.

Lo studio geologico e geotecnico è stato condotto secondo le vigenti disposizioni di legge (capp. 6, 10 del D.M. 17.01.2018; D.M. 11.03.1988) e s'inquadra nell'ambito della progettazione e realizzazione di opere di ingegneria civile.

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La base cartografica utilizzata è la seguente:

- Carta geologica regionale (scala 1:10000)
- Fogli della carta CTR sezione 529140_Villaverde (scala 1:10000 - fig. 1).

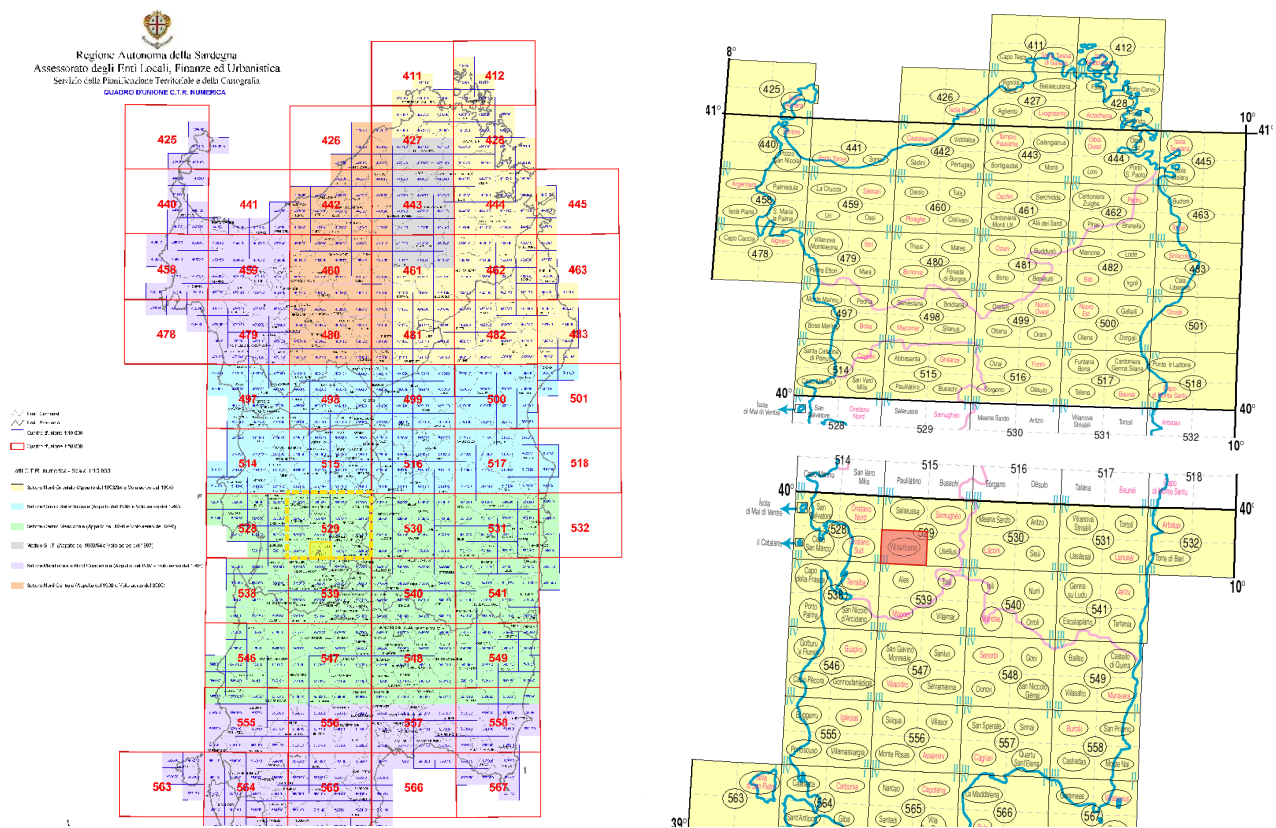


Figura 1 – Inquadramento del sito su cartografia CTR_RAS_1997 e IGMI_ed1989

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D. Lgs. 03.04.2006, n. 152, recante “Norme in materia ambientale” e ss.mm.ii., con particolare riferimento alla parte terza relativa a “Norme in materia di difesa del suolo e lotta alla desertificazione, di tutela delle acque dall'inquinamento e di gestione delle risorse idriche”.
- L.R. 06.12.2006 n. 19, recante “Disposizioni in materia di risorse idriche e bacini idrografici” con particolare riferimento all'art.31 “Procedure transitorie”.

- L.R. 15.12.2014, n. 33 “Norma di semplificazione amministrativa in materia di difesa del suolo”.
- Decreto del Presidente della Regione Sardegna n° 67 del 10.07.2006 con il quale è stato approvato il Piano Stralcio di Bacino per l’Assetto Idrogeologico (P.A.I.).
- Deliberazione del Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino n. 2 del 17.12.2015 con la quale è stato approvato il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.): - Oggetto: Predisposizione del complesso di “Studi, indagini, elaborazioni attinenti all’ingegneria integrata, necessari alla redazione dello Studio denominato Progetto di Piano Stralcio Delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.)” – Approvazione in via definitiva ai sensi dell’art. 9 L.R. 6 dicembre 2006, n.19 e s.m.i..
- Deliberazione del Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino n. 2 del 15.03.2016 avente per Oggetto: Attuazione della Direttiva 2007/60/CE e del D.Lgs. 23 febbraio 2010 n. 49 – Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni del distretto idrografico della Regione Autonoma della Sardegna. Approvazione.
- Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 3 del 17.05.2017 avente per Oggetto: Attuazione della Direttiva 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni e D.Lgs. 49/2010 - Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (P.G.R.A.) del distretto idrografico della Sardegna - Aggiornamento intermedio ai sensi dell’articolo 42 delle N.A. del P.A.I.
- D.P.C.M. 27.10.2017 “Approvazione Piano gestione rischio alluvioni Sardegna”.
- Norme di Attuazione del P.A.I., così come aggiornate con Decreto del Presidente della Regione n. 35 del 27.04.2018 e con Deliberazione del Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino n. 1 del 27.02.2018 [Oggetto: Piano Stralcio di Bacino per l’Assetto Idrogeologico (P.A.I.) - Modifica ed integrazione delle Norme di Attuazione].
- Deliberazione dell’Autorità di Bacino n. 2 del 30.07.2015 avente per Oggetto: Direttiva 2007/60/CE – D.Lgs.49/2010 – Coordinamento tra il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA) e gli strumenti della pianificazione di bacino di cui alla Parte Terza del D. Lgs 152/2006 e s.m.i. – Modifica alle Norme di Attuazione del Piano Stralcio di Bacino per l’Assetto Idrogeologico (P.A.I.).
- Delibera del Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino n° 2 del 26.04.2007, con la quale all’art. 1 vengono recepite le procedure, le modalità di gestione, l’aggiornamento e l’attuazione del P.A.I.
- L’art. 8 comma 2 delle Norme di Attuazione del P.A.I., che prevede che in sede di adozione di nuovi strumenti urbanistici, indipendentemente dall’esistenza di aree perimetrate dal P.A.I. i Comuni, “assumono e valutano le indicazioni di appositi studi di compatibilità idraulica e geologica - geotecnica, predisposti in osservanza dei successivi art. 24 e 25, riferiti a tutto il territorio comunale o alle sole aree interessate dagli atti proposti all’adozione”.
- Articolo 4 commi 4, 10, 13, 14, 15 delle norme di attuazione del P.A.I.
- Deliberazione del Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino n. 4 del 10.03.2010 avente ad oggetto “Approvazione Circolare 1/2010” recante “Indirizzi interpretativi e procedurali relativi alle norme di attuazione del Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico (P.A.I.)”.
- Deliberazione n. 4 del 17.12.2015 dell’Autorità di bacino regionale della Sardegna della Presidenza della Regione è stata approvata la circolare 1/2015 (Piano stralcio di Assetto Idrogeologico (P.A.I.) – Approvazione della Circolare 1/2015 contenente indirizzi interpretativi e procedurali relativi alle norme di attuazione).

- Deliberazione del comitato istituzionale dell'Autorità di Bacino n. 2 del 07.07.2015 "Oggetto: Varianti PAI, ai sensi dell'art. 37 c. 3 lett. b) delle NA, relativamente alle aree oggetto degli studi ex art. 8 delle NA del PAI approvati dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino per i quali siano decorsi i termini di validità delle misure di salvaguardia e non siano state approvate le successive varianti PAI. – Indirizzi operativi".
- Delibera del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino n. 3 del 27.10.2015 "Piano stralcio di Assetto Idrogeologico (PAI) –Pubblicazione a fini divulgativi del Testo coordinato delle Norme di Attuazione del PAI".
- LEGGE 2 febbraio 1974, n. 64
- DECRETO del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380
- DECRETO ministeriale 14 gennaio 2008 «Nuove Norme tecniche per le costruzioni»
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI DECRETO 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

NORME TECNICHE

Di seguito si riportano i dettami del DECRETO 17 gennaio 2018 - MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".

2.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel seguito sono riportati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale: $R_d \geq E_d$ [2.2.1].

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11. Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

2.4. VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100
Tabella 1 - rif. Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni		

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo

un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.6. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Coefficiente γ_F			EQU	A1	A2
Carichi permanenti G1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G2	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Tabella 2 - Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni nelle verifiche SLU					

Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G1;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G2;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

3.3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S , per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} [m/s]$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tabella 3 – rif. Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tabella 4 – rif. Tab. 3.2.III – Categorie topografiche	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Secondo il D.M. 14.01.2008 la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione:

$$N_{spt,30} = \frac{\sum_{i=1,m} h_i}{\sum_{i=1,m} \frac{h_i}{N_{spt,i}}}. \text{ La resistenza non drenata equivalente } c_{u,30} \text{ è definita dall'espressione:}$$

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,k} h_i}{\sum_{i=1,k} \frac{h_i}{c_{u,i}}}. \text{ Nelle precedenti espressioni si indica con:}$$

h_i = spessore (in metri) dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

$N_{SPT,i}$ numero di colpi SPT

N nell' i -esimo strato;

$c_{u,i}$ resistenza non drenata nell' i -esimo strato;

N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;

K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Il D.M. 17.01.2018 prevede alcune specifiche per la redazione del progetto geotecnico.

6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e degli interventi si articola nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o di intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo (cfr. § 3.2.2);
4. definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifiche della sicurezza e delle prestazioni
6. programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

6.2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

In funzione del tipo di opera, di intervento e della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l'opera, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Il modello geologico deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche. La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito devono essere esaurientemente esposte e commentate in una relazione geologica, che è parte integrante del progetto. Tale relazione comprende, sulla base di specifici rilievi ed indagini, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura del sottosuolo e dei caratteri fisici degli ammassi, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche.

6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Della definizione del piano delle indagini, della caratterizzazione e della modellazione geotecnica è responsabile il progettista.

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità. Deve inoltre essere specificato se la resistenza caratteristica si riferisce alle discontinuità o all'ammasso roccioso.

Per la verifica delle condizioni di sicurezza e delle prestazioni di cui al successivo § 6.2.4, la scelta dei valori caratteristici delle quote piezometriche e delle pressioni interstiziali deve tenere conto della loro variabilità spaziale e temporale.

Le prove di laboratorio, sulle terre e sulle rocce, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

Il successivo punto 6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) riporta:

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione: $E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$

Dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.1.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a] \text{ o}$$

$$E_d = \gamma_E \times E \left[F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_K$, dei parametri geotecnici di progetto X_K/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

INDIVIDUAZIONE DEL PIANO DI POSA DELLA FONDAZIONE

Come indicato al punto C.4. *Fondazioni dirette* del D.M. 11 marzo 1988 ed in particolare al punto C.4.1. *Criteri di progetto* si dovranno adottare le seguenti prescrizioni:

Il piano di posa deve essere situato al di sotto della coltre di terreno vegetale, nonché al di sotto dello strato interessato dal gelo e da significative variazioni di umidità stagionali. Una scelta diversa deve essere adeguatamente giustificata.

Le fondazioni devono essere direttamente difese o poste a profondità tale da risultare protette dai fenomeni di erosione del terreno superficiale.

Nel progetto di una fondazione diretta si deve verificare che il comportamento della fondazione, tanto nei suoi elementi quanto nel suo complesso, sia compatibile con la sicurezza e con la funzionalità dell'opera.

A tal fine si devono determinare il carico limite del complesso di fondazione-terreno ed i cedimenti totali e differenziali.

Limitatamente alle zone non sismiche, nei casi in cui una lunga e soddisfacente pratica locale indirizzi il progettista nella scelta del tipo di fondazioni, i calcoli di stabilità e la valutazione dei cedimenti possono essere omessi, ma le scelte devono essere documentate e giustificate in base ad un giudizio globale con esplicito riferimento alla situazione geotecnica del sottosuolo.

Il D.M. 14.01.2008 al punto 6.4 "opere di fondazione" e in particolare al paragrafo 6.4.1 "criteri generali di progetto" definisce per le scelte progettuali per le opere di fondazione. Le stesse devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante. Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

Il paragrafo 6.4.2 "fondazioni superficiali" individua la profondità del piano di posa della fondazione. Questa deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

Il D.M. 17.01.2018 al punto 6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI riporta:

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1

Dati tecnici di progetto

PROGETTISTA: ING. SIMONE CUCCU

PROGETTO: DELIBERAZIONE G. R. N. 5/19 DEL 29.01.2019. FSC 2014/2020 - LINEA D'AZIONE 2.2.1.
INTERVENTI PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLA DIGA IN LOCALITÀ SENNISCEDDU

COMMITTENTE: COMUNE DI PAU

I dati salienti del progetto, a firma dell'ing. Simone Cuccu, vengono di seguito riportati.

Nell'ottica di un adeguamento generale della infrastruttura alla normativa vigente, e in particolare a quanto disposto dalla L.R. n. 12 del 31/10/2007 e del D.M. Infrastrutture e Trasporti del 26/06/2014, l'intervento in questione prevede la sistemazione generale dell'opera in termini di efficientamento del manufatto ai fini di una più facile attività di sfioro, svuotamento e manutenzione del dell'invaso; oltre che di una manutenzione straordinaria legata all'adduzione e in generale volta alla sicurezza e all'accessibilità dell'area.

Interventi generali propedeutici all'adeguamento dell'opera. Riguardano essenzialmente la preparazione alle lavorazioni di manutenzione straordinaria e di adeguamento dello sbarramento, e constano in:

- preliminare pulizia della zona con particolare attenzione alla parte immediatamente a valle del corpo diga, e sono volti alla asportazione completa della vegetazione incipiente;
- svuotamento dell'invaso mediante motopompa, al fine di consentire di lavorare in sicurezza nelle fasi successive;
- rimozione de materiale sedimentato presente sul fondo del vascone, con particolare cautela al fine di non danneggiare il mantello impermeabile.

Interventi sul bacino di ritenuta. Alla stabilità dell'opera nel suo complesso contribuisce il rivestimento impermeabile della vasca al suo interno. Il rivestimento interno è costituito da un doppio strato di materiale geotessile e da una membrana armata con non tessuto in poliestere che tuttavia, a seguito dei cicli di esposizione al sole e a seguito della interazione con lo strato superficiale del terreno (a volta connotato da elementi di pezzatura elevata), è interessata da alcune intrusioni o lacerazioni nel telo che ne rendono necessario un intervento di messa in pristino, al fine di evitare la proliferazione della vegetazione sui paramenti.

Nella fase successiva allo svuotamento e all'asportazione dei sedimenti depositati che saranno avviati a discarica autorizzata previa preliminare caratterizzazione, si provvederà ad una ricognizione per l'individuazione accurata delle parti lacerate, con estirpazione della vegetazione e del suo apparato radicale presente con trattamenti effettuati con idonei diserbanti. Le parti lacerate, verranno "rappezzate" con elementi di telo simile e compatibile con quello esistente, mediante saldatura, per costituire la superficie di posa della nuova impermeabilizzazione.

Nell'ottica del consolidamento dei paramenti dell'invaso, dal momento che, a monte e per buona parte del perimetro di invasore, il manto impermeabilizzante riveste la scarpa per un'altezza sulla quota del pelo libero fissato dalla soglia di sfioro di valle, per un'altezza che va oltre 2.00 m da esso, esponendo il telo al degrado dovuto all'esposizione dei raggi UV e agli agenti atmosferici in genere, quali l'azione battente delle acque zenitali e a quelle erosive del trasporto eolico, si prevede, come indicato nell'elaborato planimetrico, la realizzazione del telo fino a 50 cm dal livello di pelo libero e la realizzazione per la restante altezza di mantellate riempite di pietrame ancorate al piede ad una gabbionata. Tale soluzione, consente di realizzare un solido ancoraggio del manto impermeabilizzante al di sotto della gabbionata e una adeguata protezione delle sponde e del paramento e contestualmente un loro consolidamento. Tale tipologia d'intervento è prevista anche per il paramento di valle dell'invaso a protezione sia delle acque zenitali che a quelle di sfioro del bacino.

In posizione baricentrica del paramento di valle, si prevede la realizzazione dello scarico di superficie, costituito da uno stramazzone rettangolare in gabbionate, adeguatamente dimensionato per la portata di sfioro, la cui lama stramazzone sarà connessa al corso d'acqua a valle, con uno scivolo realizzato con gabbioni e materassi a protezione del paramento. Si specifica infatti, che allo stato

attuale lo sfioro avviene, come riportato nella documentazione fotografica, in maniera posticcia, mediante una "canaletta" lievemente incisa, ricoperta dal telo impermeabilizzante, che non protegge adeguatamente il paramento, dall'erosione delle acque di sfioro.

Interventi generali di messa in sicurezza dell'invaso. Riguardano essenzialmente la messa in sicurezza dell'area di vaso e constano nella seguenti attività:

- ampliamento e nuova profilatura del canale fagatore in sinistra idraulica dello sbarramento, reso stabile con il rivestimento in materiale lapideo del fondo e delle sponde;
- dotazione di apposita motopompa carrellata con alimentazione elettrica o con motore a combustione interna da allocare nel vano tecnico adiacente all'invaso, per lo svuotamento in tempi rapidi dell'acqua accumulata, surrogando parzialmente in tal modo l'assenza dello scarico di fondo;
- rimozione della recinzione esistente nel perimetro dell'area dell'invaso, e sua sostituzione con altra in pannelli di grigliato elettrofuso tipo "Orsogrill" H= 2,00 m, di colore verde;
- rimozione del cancello d'accesso esistente e sua sostituzione con altro elemento costituito da sempre da pannelli grigliati analoghi alla recinzione;
- installazione di una serie di cartelli monitori.

Interventi sul sistema di approvvigionamento e di emungimento della portata. Il locale tecnico adiacente allo sbarramento è funzionale alle operazioni di approvvigionamento dell'invaso e nel contempo all'impiego della risorsa accumulata. Infatti, da un pozzo collocato a circa 40 m dalla dighetta è previsto che venga prelevata l'acqua da accumulare per poi poterla immettere nel sistema di annaffiamento delle fasce umide (in numero di due) che sono sui due lati del Riu Sennisceddu. Attualmente tale operazione non è possibile effettuarla in quanto l'impianto elettrico è stato interessato da un corto circuito che ha danneggiato anche i cavi di alimentazione e i dispositivi di protezione e comando che risultano irrimediabilmente danneggiati. Anche la pompa a servizio dell'opera di presa dal laghetto, dal quale attraverso un pressurizzatore viene immessa nella condotta che alimenta gli irrigatori a servizio delle due fasce umide, presenta oltre che problemi di vetustà (circa 20 anni) anche quelli legati alla totale assenza di manutenzione ed uso degli ultimi anni, rendendo la stessa non più idonea allo svolgimento del servizio di presa e irrigazione. Le stesse considerazioni, valgono anche per la pompa sommersa presente nel pozzo dal quale avviene l'emungimento per l'alimentazione dell'invaso, che presenta condizioni di usura e di assenza di utilizzo e di manutenzione già da qualche anno per via dell'assenza di alimentazione elettrica.

La presente proposta progettuale, prevede preliminarmente, una serie di lavori edili per il risanamento del locale tecnico (rifacimento, intonaci, tinteggiatura ed infissi) e la rimozione di tutte le apparecchiature elettromeccaniche presenti. Successivamente si provvederà alla realizzazione dell'impianto elettrico del locale e alla realizzazione di un quadro elettrico generale di sezionamento e di alimentazione e comando dei sottoquadri a servizio della pompa sommersa di emungimento dal pozzo, di quello della pompa della presa dall'invaso e di quello dell'impianto elettrico del locale tecnico. Si prevede inoltre la sostituzione delle due pompe, e la realizzazione delle opere di presa e di alimentazione dell'invaso mediante condotte interrate, in sostituzione di quelle attualmente posate

in superficie, non certo adeguate per una corretta e razionale gestione dell'impianto. Si prevede altresì, il posizionamento in corrispondenza dello scarico di superficie, di un'asta idrometrica, che consentirà una immediata determinazione del volume invasato.

Interventi di pulizia e di riconfigurazione dei tratti del corso d'acqua a monte e a valle dell'invaso. Con tali lavorazioni, si provvederà alla pulizia completa del tratto di corso d'acqua a monte e a valle dell'invaso per uno sviluppo di circa 120 m, liberando lo stesso dalla vegetazione arbustiva infestante. In particolare per circa 60 m a monte del ponticello si provvederà all'adeguamento e ri-profilatura del corso d'acqua, conferendo allo stesso una sezione idraulica, oggi insufficiente, uguale a quella del tratto di valle. Anche in questo tratto risagomato, in analogia con quello a valle, si prevede il rivestimento del fondo e delle sponde con materiale lapideo locale per conferire all'alveo una maggiore stabilità e protezione nei confronti dell'erosione, che appare significativa viste le pendenze dell'alveo.

Opere complementari all'area oggetto di intervento. Il diversivo che comporta lo spostamento del percorso naturale del Riu Sennisceddu realizzato per potere ospitare l'invaso, è attraversato da un piccolo ponticello in cemento armato ornato da staccionate ormai degradate che hanno perso la loro funzionalità. È pertanto prevista la loro rimozione e la messa in opera di barriere in legno e acciaio, capaci di garantire una miglior resistenza all'azione aggressiva degli eventi meteorici ed un livello di sicurezza adeguato, con un impatto sul contesto naturale pressoché nullo.

CORREZIONI DELL'INDICE N_{SPT}

Si riassumono i dati definiti dall'elaborazione della prova penetrometrica DP1.

Correzioni dell'indice N_{spt} per la pressione verticale

$$N_{spt'} = C_N \times N_{spt}$$

$$C_N = 1/\sigma_v^n$$

$$n = 0.5 \text{ Liao e Whitman}$$

$$n = 0.56 \text{ Jamiolkowski}$$

Non si ritiene opportuno eseguire le seguenti correzioni poiché la prova risulta non eseguita in falda e con profondità minore di 20m. Le correzioni in siffatti casi da applicarsi sono di seguito riportate:

Correzioni dell'indice N_{spt} per le sabbie (Gibbs & Holtz)

$$N_{spt*} = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15) \text{ Strato posto ma a } -5.50\text{m da pc}$$

$$N_{spt*} = 15 + 0.5 (13 - 15) = \text{N.A.}$$

Correzioni dell'indice N_{spt} per profondità superiori a 20m

$$N_{spt'} = N_{spt} (1.06 - 0.003L)$$

L = lunghezza delle aste in m

STIMA DEL CARICO LIMITE AMMISSIBILE

Formula di Mayerhof

per $B > 1.2$ m

per $B \leq 1.2$ m

dove:

$$K_d = 1 + 0.33(D/B), \text{ per } K_d \leq 1.33;$$

D = profondità di posa della fondazione;

N_{spt} = numero di colpi di punta medio nello strato;

B = larghezza della fondazione

F_s = fattore di sicurezza (punto C4.2. del D.M. 11.3.1988 – “Il coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 3”)

Questa relazione ha il vantaggio di legare il valore della portanza oltre che alle caratteristiche del terreno anche alla geometria della fondazione e va utilizzata nei terreni prevalentemente incoerenti.

Formula di Parry

$$Q_{amm} \text{ (KPa)} = 30 \times N_{spt} / F_s$$

$$Q_{amm} \text{ (KPa)} = 30 \times 13 / 3 = 130 \text{ KPa ---}$$

Dove: F_s = fattore di sicurezza (punto C4.2. del D.M. 11. 3.1988 – “Il coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 3”)

Formula di Sanglerat (1972)

La formula è valida per rapporti D/B compresi tra 1-4 e pertanto si potrebbe adattare al progetto in parola.

$$Q \text{ (Kg/cmq)} = Rpd / 20$$

Rpd = resistenza dinamica alla punta.

Dalle formulazioni prima esposte appare chiaro che i dati ricavati con il metodo di Parry fornisce i dati più cautelativi ma ha lo svantaggio di non correlare la valutazione del carico ammissibile alle dimensioni della fondazione.

Stima di P alla base del rilevato

$$\gamma_n = 2.25 \text{ t/mc}$$

$$h = 5.50\text{m}$$

$$P = \gamma_n \times h = 12.4 \text{ t/mq}$$

STIMA DEI CEDIMENTI

I cedimenti sono di tipo: - **primario o istantaneo** - **secondario**

La teoria della consolidazione indica che i primi si manifestano sempre e in tutti i tipi di terreni granulari coesivi e non coesivi con diverse entità e modalità di tempi di sviluppo. Il secondo è invece a lungo termine causato dalla difficoltà di drenaggio che questi possiedono per la loro bassa permeabilità.

a) cedimenti su litoitipi incoerenti

Per questi litotipi, prevalentemente riferibili depositi, ciottolosi, ghiaie e sabbie, esiste una difficoltà oggettiva nel realizzare prove in laboratorio. L'usuale pratica geotecnica impiega le prove penetrometriche statiche e dinamiche. Le correlazioni definiscono il valore di E' , modulo di deformazione drenato, con cui è possibile calcolare i cedimenti di Schmertman al centro ed al bordo della fondazione. Secondo Schmertman, per le fondazioni superficiali, se b è la larghezza i cedimenti avvengono entro H :

- **$H = 2b$ per fondazioni circolari o quadrate**

- **$H = 4b$ per fondazioni nastriformi.**

In particolare, il cedimento avviene per i $\frac{3}{4}$ entro $H/2$ e per il restante $\frac{1}{4}$, entro i rimanenti $H/2$.

b) cedimenti su litoitpi coerenti

Il calcolo avviene con campionamento alla base dello strato di fondazione, e diagnosi geotecnica di laboratorio ovvero mediante prova edometrica dalla quale si ottiene $E' = E_{ed} =$ modulo di compressione edometrico detto anche modulo di compressione drenato. Con le prove edometriche otteniamo. È per i terreni granulari drenati ed $E_u =$ modulo di compressione non drenato per i terreni coesivi.

La rappresentazione di valori orientativi del modulo di deformazione è definita dalla tabella seguente:

OCR	E_u/C_u		
	$I_p < 30$	$30 < I_p < 50$	$I_p > 50$
<3	800	400	200
3-5	500	300	150
>5	300	200	100

Cedimenti ammessi delle strutture

La rappresentazione di valori orientativi del cedimento delle strutture è definita dalla tabella seguente:

Tipo di movimento	Tipo di struttura	Intervallo dei valori del cedimento massimo ammissibile	
		da	a
Cedimento rigido o assoluto	Edifici in muratura	20 (mm)	50 (mm)
	Edifici intelaiati	20 (mm)	100 (mm)
	Strutture molto snelle e flessibili	100 (mm)	300 (mm)
	Fognature	150 (mm)	300 (mm)
	Dislivello edificio/sede stradale	300 (mm)	600 (mm)
Rotazione rigida o inclinazione	Strutture molto snelle e flessibili	4‰	
	Gru	3‰	
Cedimento differenziale	Muro in mattoni, elevati	0,5‰-1‰	di L
	Lesioni su intonaci	1‰	di L
	Edifici intelaiati in acciaio continui	2‰	
	Edifici intelaiati in c.a.	2‰-4‰	di L
	Edifici a setti in c.a.	3‰	

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Terreni a grana fine

Calcolo dei cedimenti con il metodo edometrico.

Campioni indisturbati sui quali eseguire prove edometriche al fine di ottenere i parametri di compressibilità

Terreni a grana grossa

Impossibilità di prelevare campioni indisturbati. Uso diretto di prove in sito:

1. SPT (metodo di Burland e Burbidge, 1985)
2. CPT (metodo di Schmertmann, 1970)

Correlazione empirica di Burland et al. (1977)

La previsione dei cedimenti viene fatta utilizzando la correlazione di Burland et al. (1977) e prendendo in considerazione (cautelativamente) il limite superiore di tale correlazione.

Piastra (1) dati: $b = 1.00\text{m}$, $N_k = 1.2\text{ kg/cm}^2$

Con valore di $B=1.00\text{ m}$ si ricava un rapporto $\frac{w}{q}[\text{mm} / \text{kg} / \text{cm}^2] = 7.8$

per cui il cedimento risulta pari a $w = \frac{q}{1.0}[\text{mm}] = 7,8 \times \frac{1.20}{1,0} = 9,4\text{ mm}$

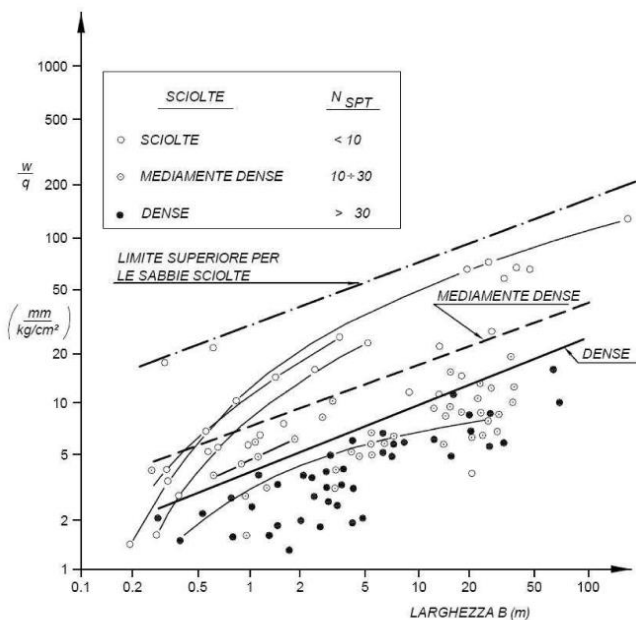


Figura 2 – Stima dei Cedimenti da indice N_{spt}

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La relazione geologica s'inquadra nell'ambito dello studio geologico di dettaglio dei terreni oggetto delle ipotesi progettuali riguardanti gli "Interventi di adeguamento sbarramento e bacino di accumulo in località Sennisceddu. Approvazione tecnica in sanatoria e prosecuzione dell'esercizio ex art. 26 L.R. 12/2007".

L'analisi dei caratteri geologici, ha evidenziato l'affioramento di ghiaie e sabbie e frazioni limo-sabbiose della formazione dei (— a —) **Depositi di versante. Detriti con clasti angolosi, talora parzialmente cementati. OLOCENE.**

Le caratteristiche idrogeologiche sono riconducibili ad un coefficiente di permeabilità di grado medio-altro ($K < 10^{-5}$ m/s); si stima che la circolazione idrica sia di natura sub superficiale con piezometrica compresa tra -5m e -10 m da p.c. localmente la permeabilità dei depositi potrebbe definire un andamento della superficie piezometrica a quote inferiori (<-5m da p.c.).

La verifica dell'inclusione del sito in aree perimetrate dal P.A.I., PSFF e dal P.G.R.A. ha dato esito negativo non risultando presenti aree a rischio geomorfologico e a rischio idraulico.

In riferimento ai dati del sito si riportano le caratteristiche dei terreni ai sensi del D.M. 17.1.2018:

- 1. profondità del piano di posa della fondazione è individuata a -5.50m da p.c..**
2. classificazione secondo Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato – Cat. D.
3. classificazione secondo Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
-----------	--

Per i tipi di costruzioni 3 e classe III, IV la progettazione segue i dettami dei cap. 2, 3, 6, 7 del DM 17.01.2018.

L'analisi dei caratteri geologici, geomorfologici e stratigrafici nonché di pericolosità geologica evidenzia che non emergono particolari situazioni, se non quelle prima espresse, che pregiudichino il prosieguo delle ipotesi di progetto proposto dal Comune di Pau, che, resta inteso, dovrà essere eseguito secondo i dettami prima esposti, a regola d'arte e secondo la normativa vigente.

Sestu, marzo 2020

Il professionista incaricato

DOTT. GEOL. DARIO CINUS
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA SARDEGNA N. 379

DOCUMENTO FIRMATO DIGITALMENTE
ART. 24 DLgs 82/2005